

MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: ZONAS RURALES, PERIURBANAS Y DESARROLLOS ECOTURÍSTICOS

31



MANUAL DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

DISEÑO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: ZONAS RURALES, PERIURBANAS Y DESARROLLOS ECOTURÍSTICOS

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento
Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales:
Zonas Rurales, Periurbanas y Desarrollos Ecoturísticos

D.R. © Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales
Boulevard Adolfo Ruiz Cortines No. 4209 Col. Jardines en la Montaña
C.P. 14210, Tlalpan, México, D.F.

Comisión Nacional del Agua
Insurgentes Sur No. 2416 Col. Copilco El Bajo
C.P. 04340, Coyoacán, México, D.F.
Tel. (55) 5174-4000

Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento

Impreso y hecho en México
Distribución gratuita. Prohibida su venta.
Queda prohibido su uso para fines distintos al desarrollo social.
Se autoriza la reproducción sin alteraciones del material contenido en esta obra,
sin fines de lucro y citando la fuente

CONTENIDO

Presentación	V
Objetivo general	VII
1. Introducción a las tecnologías centralizadas, descentralizadas y sustentables	1
1.1. Conceptos generales	1
1.1.1. Sistemas centralizados	1
1.1.2. Tecnología descentralizada	4
1.1.3. Criterios de selección	8
1.1.4. Tecnología sustentable	13
1.2. Perspectiva nacional	14
1.2.1. Zonas rurales	14
1.2.2. Zonas periurbanas	18
1.2.3. Desarrollos ecoturísticos	20
2. Características del agua residual en comunidades rurales, urbanas y turísticas	23
2.1. Introducción	23
2.2. Origen	23
2.2.1. Actividades relacionadas	24
2.3. Cantidad	27
2.3.1. Métodos de aforo	30
2.3.2. Método volumétrico	30
2.3.3. Método de velocidad – área	30
2.3.4. Método de vertedero y canaletas	31
2.4. Calidad	31
2.4.1. Características físicas	33
2.4.2. Características químicas	34
2.4.3. Características biológicas	36
2.5. Contaminación del agua y su control	38
2.5.1. Fuentes y tipos de contaminantes	38
2.5.2. Criterios para el control de la contaminación del agua	46
3. Tratamiento del agua residual desde una casa a una comunidad de 2 500 habitantes	49
3.1. Lagunas de estabilización	49
3.1.1. Aspectos generales	49
3.1.2. Diseño	51
3.2. Humedales artificiales	60
3.2.1. Introducción	60
3.2.2. Diseño	62
3.3. Biofiltración sobre materiales filtrantes orgánicos	72
3.3.1. Introducción	72

3.3.2. Descripción de la tecnología	73
3.3.3. Requerimientos	78
3.3.4. Necesidad de aireación mecánica	79
3.3.5. Producción de lodos de exceso y necesidad de tratamiento de lodos	80
3.3.6. Ventajas y desventajas	80
3.3.7. Nicho de aplicación	83
3.3.8. Parámetros de control y diseño de la biofiltración	83
3.3.9. Diseño de sistemas de biofiltración sobre materiales orgánicos	88
3.4. Biodigestores anaerobios	92
3.4.1. Introducción	92
3.4.2. Descripción del proceso	93
3.4.3. Tipos de biodigestor anaerobio	96
3.4.4. Reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA)	102
Conclusiones del libro	111
Anexos	113
Bibliografía	119
Tabla de conversiones de unidades de medida	133
Ilustraciones	143
Tablas	145

PRESENTACIÓN

Uno de los grandes desafíos hídricos que enfrentamos a nivel global es dotar de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento a la población, debido, por un lado, al crecimiento demográfico acelerado y por otro, a las dificultades técnicas, cada vez mayores, que conlleva hacerlo.

Contar con estos servicios en el hogar es un factor determinante en la calidad de vida y desarrollo integral de las familias. En México, la población beneficiada ha venido creciendo los últimos años; sin embargo, mientras más nos acercamos a la cobertura universal, la tarea se vuelve más compleja.

Por ello, para responder a las nuevas necesidades hídricas, la administración del Presidente de la República, Enrique Peña Nieto, está impulsando una transformación integral del sector, y como parte fundamental de esta estrategia, el fortalecimiento de los organismos operadores y prestadores de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento.

En este sentido, publicamos este manual: una guía técnica especializada, que contiene los más recientes avances tecnológicos en obras hidráulicas y normas de calidad, con el fin de desarrollar infraestructura más eficiente, segura y sustentable, así como formar recursos humanos más capacitados y preparados.

Estamos seguros de que será de gran apoyo para orientar el quehacer cotidiano de los técnicos, especialistas y tomadores de decisiones, proporcionándoles criterios para generar ciclos virtuosos de gestión, disminuir los costos de operación, impulsar el intercambio de volúmenes de agua de primer uso por tratada en los procesos que así lo permitan, y realizar en general, un mejor aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas del país, considerando las necesidades de nueva infraestructura y el cuidado y mantenimiento de la existente.

El Gobierno de la República tiene el firme compromiso de sentar las bases de una cultura de la gestión integral del agua. Nuestros retos son grandes, pero más grande debe ser nuestra capacidad transformadora para contribuir desde el sector hídrico a **Mover a México.**

Director General de la Comisión Nacional del Agua



OBJETIVO GENERAL

El *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento* (MAPAS) está dirigido a quienes diseñan, construyen, operan y administran los sistemas de agua potable, alcantarillado y saneamiento del país; busca ser una referencia sobre los criterios, procedimientos, normas, índices, parámetros y casos de éxito que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), en su carácter de entidad normativa federal en materia de agua, considera recomendable utilizar, a efecto de homologarlos, para que el desarrollo, operación y administración de los sistemas se encaminen a elevar y mantener la eficiencia y la calidad de los servicios a la población.

Este trabajo favorece y orienta la toma de decisiones por parte de autoridades, profesionales, administradores y técnicos de los organismos operadores de agua de la República Mexicana y la labor de los centros de enseñanza.



1

INTRODUCCIÓN A LAS TECNOLOGÍAS CENTRALIZADAS, DESCENTRALIZADAS Y SUSTENTABLES

Este capítulo está conformado por tres secciones, en las que se incluyen tablas e ilustraciones para su adecuada interpretación. La primera sección está integrada por conceptos generales; se definen los términos tecnologías centralizadas y descentralizadas, con sus correspondientes ventajas y desventajas, y se hace una revisión de la definición del término sustentabilidad. En la segunda sección se describe en forma general la problemática nacional del tratamiento en las zonas rurales, periurbanas y desarrollos ecoturísticos, así como los sectores poblacionales que afecta. La tercera sección se ocupa de la legislación que afecta el manejo del agua residual en las comunidades descritas y los agentes encargados de su aplicación.

1.1. CONCEPTOS GENERALES

Los sistemas centralizados de tratamiento y recolección de agua residual son costosos para construir y operar, especialmente en áreas con una densidad de población baja y dispersa, por lo que se deben considerar estrategias y tecnologías alternativas como las descentralizadas. Además se debe tener en cuenta la reutilización y aprovechamiento de los subproductos generados como el lodo y el agua residual. Para decidir cuándo es necesario aplicar estos sistemas des-

centralizados se debe considerar la definición de los conceptos de estrategias y tecnologías centralizadas, descentralizadas y sustentables.

1.1.1. SISTEMAS CENTRALIZADOS

Los sistemas centralizados del agua residual se caracterizan por tener un sistema de conducción más complejo, con un tratamiento al final del sistema, cuando lo hay. Su diseño, la inversión para su construcción, su operación y mantenimiento, tienen un alto costo derivado del consumo de energía. Durante la conducción se lleva a cabo una dilución de corrientes de aguas residuales que contienen diversas concentraciones de patógenos y compuestos tóxicos tales como metales pesados, tóxicos orgánicos, y compuestos emergentes que dificultan la recuperación del agua, de tal forma que se convierte en un sistema no sustentable (Wilderer & Schreff, 2000; Crites & Tchobanoglous, 1998).

En la Ilustración 1.1 se presentan los principales componentes de un sistema de tratamiento centralizado y se describen a continuación:

- 1) Sistema centralizado de recolección (drenaje) que colecta el agua residual que se produce en casas habi-

tación, áreas comerciales, plantas industriales, instituciones y transportes públicos

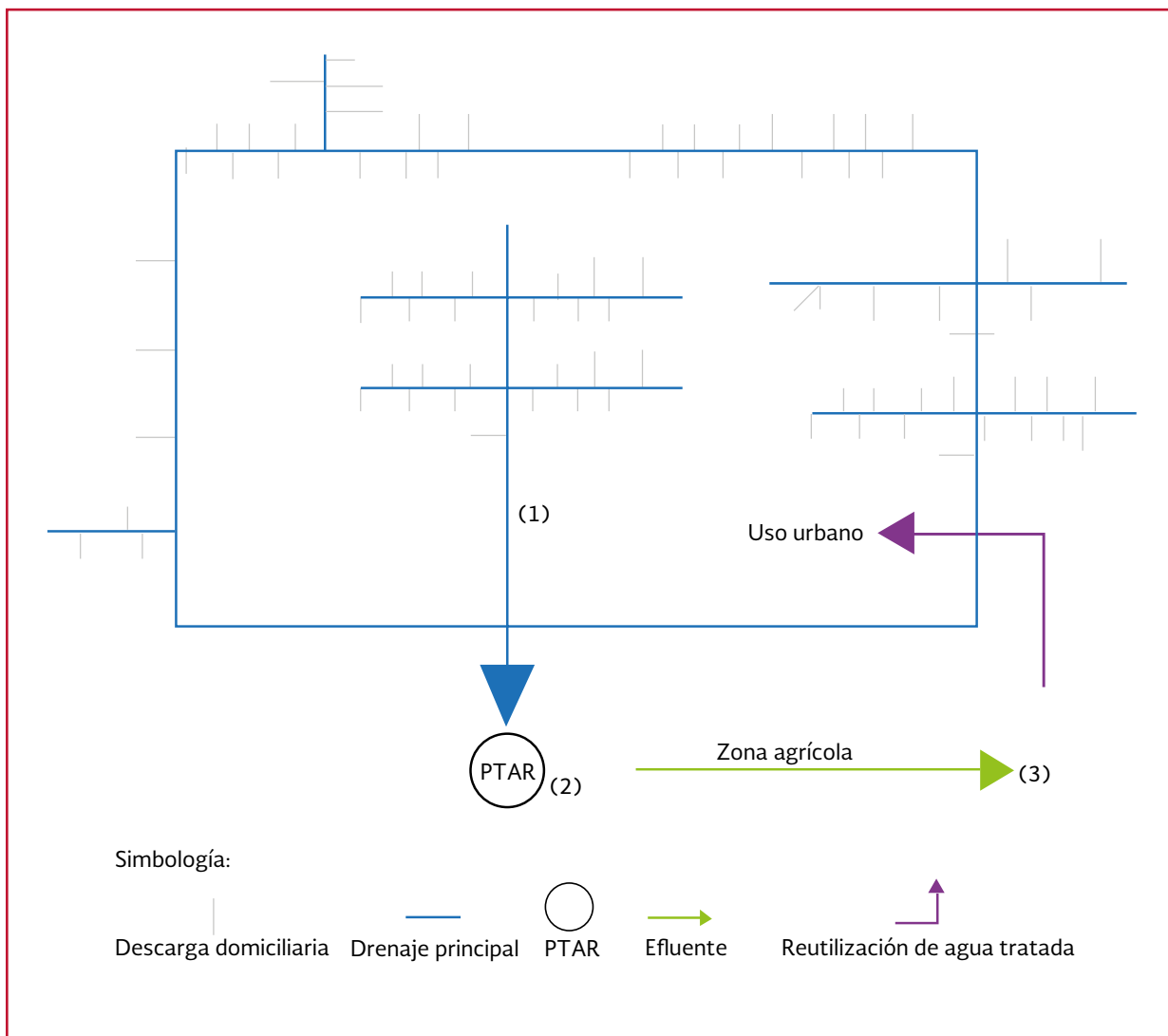
- 2) Un sistema de tratamiento de aguas residuales centralizado en una planta de tratamiento ubicada generalmente fuera de la ciudad
- 3) Disposición/reutilización del efluente tratado, usualmente lejos del punto de origen

De acuerdo con Hophmayer-Tokich (2006), el tipo de estrategia del manejo de aguas residua-

les en sistemas centralizados se ha llevado a cabo con el avance de la urbanización, a medida que fueron desarrollándose las grandes ciudades.

Al principio de la creación de los centros urbanos, el agua residual era dispuesta en pequeñas barrancas, apantles o calles, lo que propiciaba que surgieran problemas de salud y brotes de epidemias. Según Hophmayer-Tokich (2006), en ese tiempo se descubrió la relación que existía entre estas enfermedades y la disposición del agua residual, por lo que la solución fue cons-

Ilustración 1.1 Sistema de recolección centralizada y su tratamiento fuera de la ciudad (Hophmayer-Tokich, 2006)



truir un drenaje público para colectarla y transportarla fuera de la ciudad. El agua residual se condujo entonces hasta los cuerpos receptores cercanos, y los brotes de epidemias se redujeron. El primer sistema de drenaje se construyó en la ciudad alemana de Hamburgo en 1842. Rápidamente otras ciudades europeas siguieron su ejemplo y construyeron grandes sistemas centralizados de drenaje. Esta tecnología se transfirió a América a finales del siglo XIX. Sin embargo a medida que un mayor volumen de agua residual era descargado en los cuerpos receptores, su capacidad de autodepuración disminuía, y la calidad del agua se fue deteriorando gradualmente. Con el crecimiento de las poblaciones en centros urbanos, aumentó también la necesidad de abastecimiento de agua superficial, lo que promovió el desarrollo de procesos para el tratamiento del agua potable y el agua residual.

Las tecnologías de tratamiento intensivo con bases microbiológicas se diseñaron para resolver la problemática del agua residual de las grandes ciudades. Los filtros percoladores constituyeron la tecnología dominante hasta que a finales de los años cincuenta comenzaron a operar las plantas de lodos activados (Hartmann, 1999; Wilderer & Schreff, 2000; Burian *et al*, 2000). Desde su creación hasta la fecha, la estrategia del uso de sistemas centralizados se ha convertido en la herramienta estándar para la protección ambiental y es el método preferido en la mayor parte de los países (Burian *et al*, 2000; Wilderer & Schreff, 2000; Marriott, 1996; UNEP/GPA, 2000). Por ejemplo en Alemania, 95 por ciento de la población está conectada a sistemas de drenaje, mientras que en Israel esta cifra es del 96 por ciento. En ambos casos los drenajes descargan a plantas de tratamiento.

Hophmayer-Tokich (2006) divide las tecnologías centralizadas en intensivas y extensivas. Los tratamientos intensivos son los más comunes en los países industrializados; la principal tecnología disponible es la de los lodos activados. Este tratamiento se basa en la degradación biológica intensiva para remover contaminantes, en un tiempo relativamente corto y en un espacio confinado. El diseño de procesos intensivos se basa primordialmente en las condiciones de entrada (calidad y cantidad), así como de los requerimientos del agua de salida (normativos). Los procesos intensivos requieren de un espacio relativamente pequeño en comparación con las tecnologías extensivas, lo que resulta en beneficios económicos especialmente en áreas urbanas densamente pobladas y donde el costo de la tierra es alto.

Por otra parte, estos sistemas pueden alcanzar grandes eficiencias de remoción pero requieren mucha energía, personal altamente calificado y un gran capital para invertir en su diseño, construcción, operación y mantenimiento (Friedler, 2001; UNEPa, 2000; UNEP/GPA, 2000). En otros países en desarrollo hay una tendencia a copiar y aplicar los mismos sistemas de recolección y tratamiento que se han aplicado en los países industrializados, no obstante estas soluciones son costosas para los países en desarrollo y por lo tanto no son factibles (UNEP/GPA, 2000).

Se han creado algunos sistemas municipales donde el agua se transporta de diferentes comunidades a un sistema de tratamiento regional-centralizado (UNEP/GPA, 2000; Reed, 1996). En Alemania, por ejemplo, el manejo del agua residual es responsabilidad de los munici-

pios. Si las comunidades son muy pequeñas para enfrentar la complejidad técnica o financiera de un sistema, se forma un consorcio intermunicipal. Lo mismo sucede en Francia e Israel, donde las municipalidades comúnmente forman estos consorcios (WHO/UNEP, 1997). En El Fayún, una región rural en Egipto, se preparó un plan maestro para el tratamiento del agua residual con base en este principio, por lo que 70 pueblos y villas se unieron en 11 plantas de tratamiento centrales (Abd El Gawad & Butter, 1995).

De acuerdo con Hophmayer-Tokich (2006), la estrategia de centralización ha probado ser eficiente en el tratamiento y control de la contaminación, sin embargo estos sistemas convencionales, y en especial los sistemas de recolección y las tecnologías de tratamiento intensivo, requieren de personal altamente capacitado, mucha inversión y condiciones económicas estables. Debido a estos requerimientos, los sistemas descentralizados resultan más accesibles, especialmente en áreas de baja población.

1.1.2. TECNOLOGÍA DESCENTRALIZADA

Los sistemas descentralizados incluyen tecnologías con las cuales el agua residual es manejada, recolectada, tratada y dispuesta o reusada en o cerca del punto de generación (Crites & Tchobanoglous, 1998), es decir, son sistemas de manejo *in situ*. Estos sistemas eran los más comunes hasta que los centralizados se volvieron populares a finales del siglo XIX. Las letrinas y fosas sépticas eran usadas en el exterior de las casas habitación o instalaciones públicas. En Europa y Asia los sistemas secos eran más comunes y los residuos tenían un uso potencial en la agricultura.

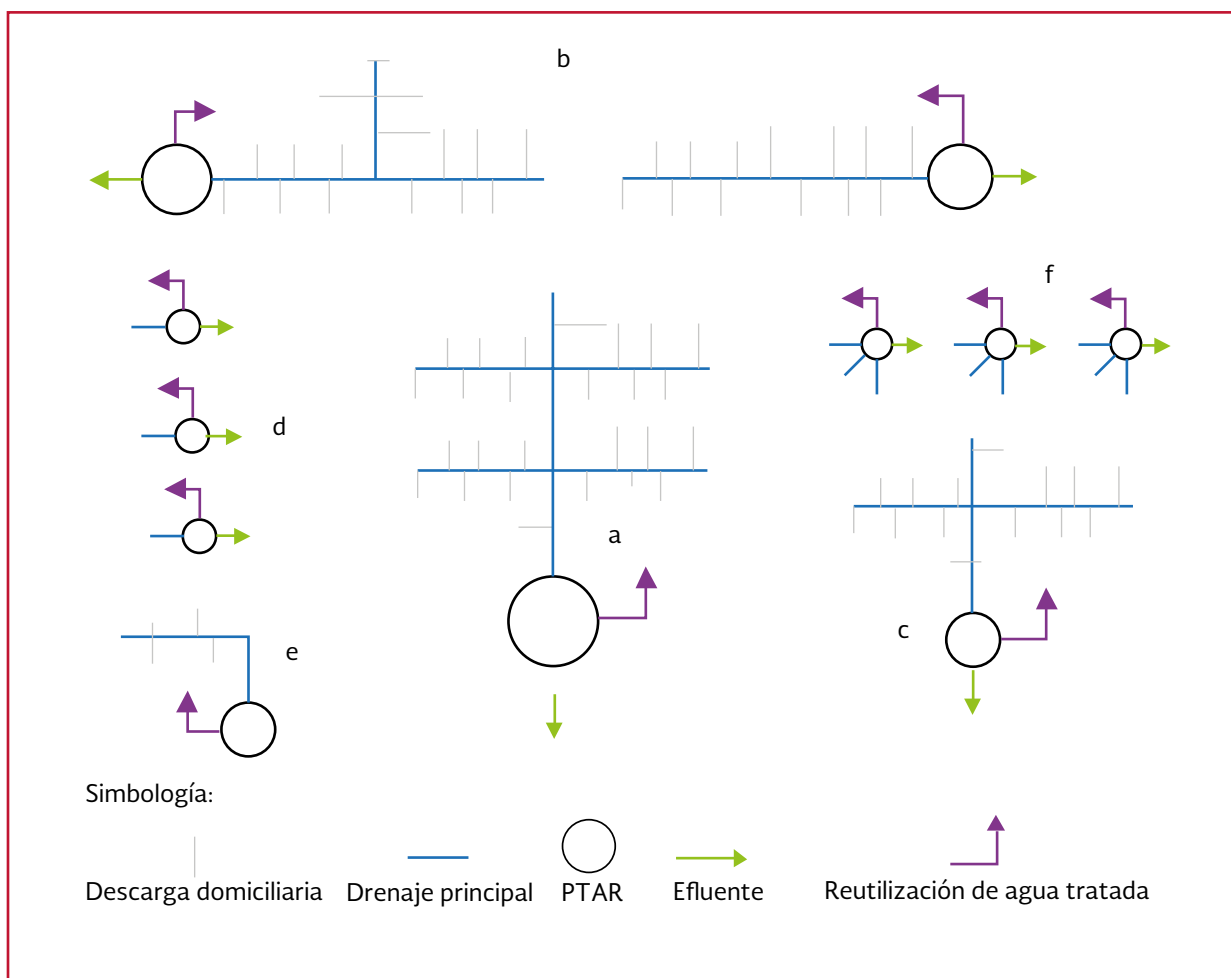
Desde hace unas décadas ha habido un nuevo interés en estos sistemas porque han surgido nuevos desarrollos tecnológicos que los han optimizado y además porque tienen la habilidad de integrarse efectivamente con el transporte de residuos por medio del agua (Burian *et al*, 2000). Debido a los altos costos y complejidad en su construcción, operación y mantenimiento, o al hecho de que requieren alta disponibilidad de agua de primer uso, los sistemas centralizados no son apropiados para las áreas de bajos ingresos y rurales, con baja densidad de población, o áreas con escasez de agua (Bakir, 2001; UNEP/GPA, 2000; Jackson, 1996).

Los sistemas descentralizados también se utilizan en áreas con baja densidad de población en países industrializados (Wilderer & Schreff, 2000). Por ejemplo en Estados Unidos, en los inicios de los años setenta, con la promulgación de la Ley del Agua limpia, se anunció que todas las viviendas estarían conectadas a sistemas centralizados de recolección y tratamiento. Varios años después, se ha aceptado que nunca será posible completar la instalación de drenaje por razones económicas y geográficas.

Los sistemas descentralizados se diseñan para diferentes escalas: 1) casas habitación; 2) condominios; 3) vecindarios; 4) edificios públicos; 5) áreas comerciales; 6) parques industriales; y 7) pequeñas porciones de grandes comunidades (Bakir, 2001; Crites & Tchobanoglous, 1998), (ver Ilustración 1.2.), a esta lista se pueden agregar los desarrollos ecoturísticos y algunas zonas periurbanas que no cuentan todavía con programas de saneamiento.

En la Ilustración 1.2 se observan los siguientes sistemas descentralizados de manejo agua residual *in situ*:

Ilustración 1.2 Sistema descentralizado de manejo del agua residual (*in-situ*)



- a) Subsistema para residencias y centros comerciales
- b) Subsistema para áreas residenciales
- c) Subsistema para desarrollos industriales
- d) Subsistema para residencias
- e) Subsistema para nuevos desarrollos
- f) Subsistema para establecimientos y condominios o casas

Las tecnologías descentralizadas más comunes son tanques sépticos y letrinas, baños composteros y letrinas húmedas. El tratamiento biológico que se lleva a cabo en estos dispositivos es anaerobio, es decir, hay una reducción de los niveles de materia orgánica por medio de bacterias del suelo. Generalmente, no hay remoción de nu-

trientes y existe la posibilidad de que el acuífero se contamine, sobre todo cuando es somero (Hophmayer-Tokich, 2006). Se deben controlar los olores e insectos por medio de una buena ventilación y se recomienda vaciar la letrina cuando está llena de lodo (UNEPa, 2000).

El tanque séptico de una casa habitación colecta el agua residual conectada por medio de un tubo de drenaje; el agua fluye a través del tanque y los sólidos se sedimentan en el fondo del tanque, que funciona como un depósito de residuos con un tiempo de residencia que va de 2 a 4 días. En un tanque séptico bien operado, se puede alcanzar una remoción del 50 por ciento de DBO y sólidos suspendidos. El efluente clarificado fluye

fuera del tanque hacia un campo o un sistema de drenaje y los sólidos que se acumulan se pueden remover periódicamente, como en el caso de las letrinas (UNEP/GPA, 2000; UNEPa, 2000).

Las tecnologías descentralizadas son de un costo relativamente bajo, por lo que pueden ser construidas y operadas por las propias comunidades, además de que permiten reducir los problemas de salud relacionados con el agua residual (UNEP/GPA, 2000). Las letrinas y las fosas sépticas sólo proveen de un tratamiento parcial y no alcanzan los estándares ambientales, por lo que muy frecuentemente están asociadas con la contaminación ambiental (Wilderer & Schreff, 2000; Bakir, 2001). Estos sistemas suelen utilizarse en áreas rurales y comunidades sin drenaje, y no son opciones viables para los planeadores y tomadores de decisiones. Sin embargo, recientemente se han diseñado nuevas tecnologías que están siendo desarrolladas a fin de proveer mejores soluciones para los tratamientos descentralizados.

Existen varios procesos de tratamiento *in situ* que han sido desarrollados y están disponibles comercialmente (Bakir, 2001). Algunos sistemas incluyen la combinación de componentes de alta tecnología como biorreactores de membrana (BRM) con sistemas aerobios. Pese a no ser aplicables a zonas rurales porque requieren de energía para su aeración y bombeo, éstos también son sistemas descentralizados. Estas tecnologías pueden alcanzar altos estándares ambientales y constituyen alternativas viables para el tratamiento del agua residual en sitios donde los costos de operación y mantenimiento pueden ser subsanados, como en los centros comerciales.

En el caso de un tratamiento descentralizado para más de una unidad (un vecindario en las

pequeñas comunidades, áreas residenciales y comerciales, porciones pequeñas de grandes comunidades) se puede optar por sistemas de drenaje no convencionales, tales como el alcantarillado de pequeño diámetro. En este caso los caudales con menor afluencia de agua residual se deberán colectar y tratar en varias plantas de tratamientos adecuadas dentro de la comunidad (Bakir, 2001).

Hophmayer-Tokich (2006) menciona que existen ventajas en el uso de los sistemas descentralizados:

- a) **Costos bajos.** Se elimina una gran infraestructura de recolección o drenaje, lo que se complementa con el uso de tuberías de diámetro reducido y menores estaciones de bombeo. Aunque este autor sólo se refiere a la reducción de costos por conducción y el uso de tanques sépticos, el concepto de costos incluye otros sistemas de tratamiento y de conducción
- b) **Ventajas ambientales.** En contraste con los sistemas centralizados, los caudales que se manejan en los sistemas descentralizados son menores, esto implica menos daño ambiental en caso de alguna falla. Por sí mismos, los sistemas descentralizados de conducción de agua tienen menos impactos y fallas, debido a que son más simples. En el caso de tener varias plantas pequeñas, la probabilidad de una falla simultánea de todas ellas es significativamente menor a la que pueda surgir en una planta central. En suma, debido a que los costos de infraestructura son reducidos, el presupuesto se puede invertir en un tratamiento adecuado. El tratamiento y reutilización se pueden

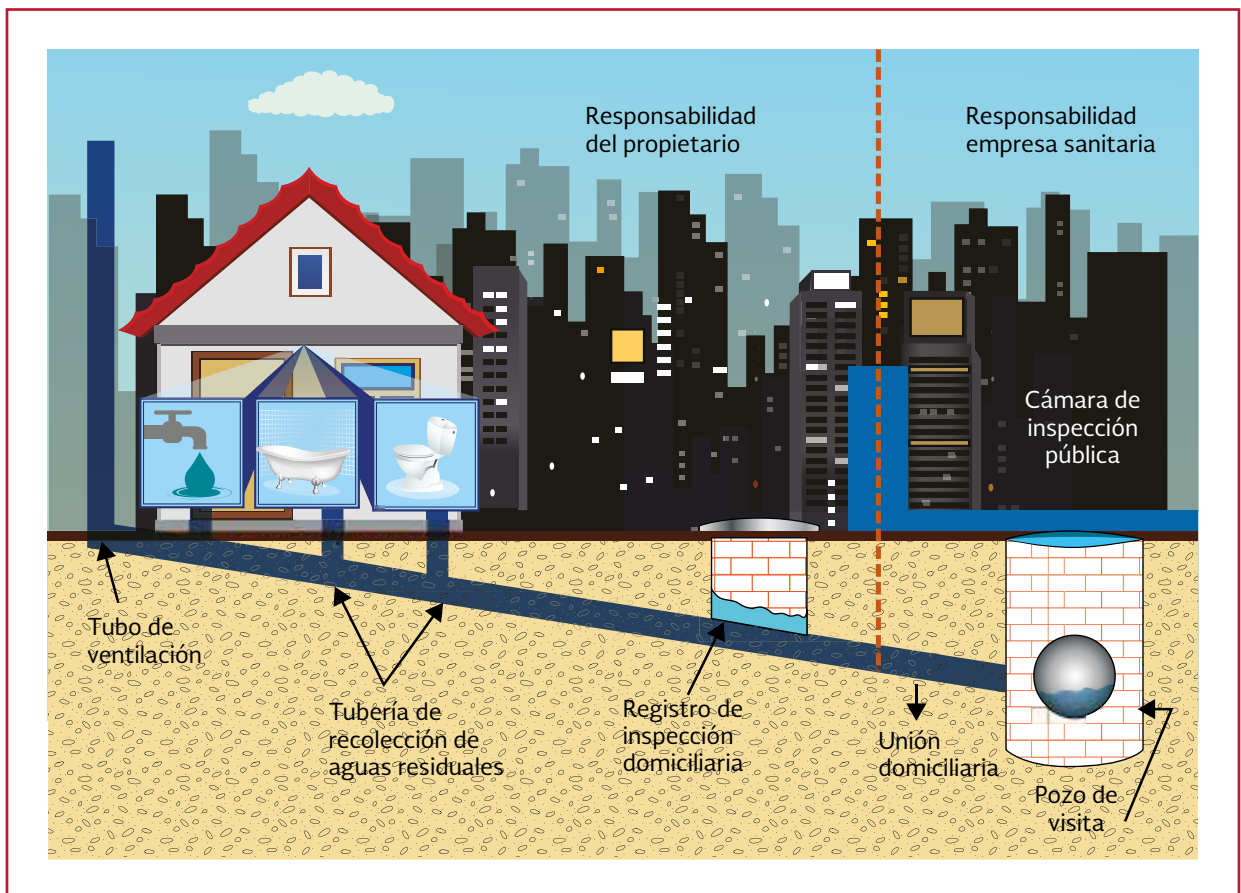
diseñar a la medida de las necesidades de cada descarga

- c) **Incremento en la reutilización del agua y aprovechamiento de lodos.** Se incrementan las oportunidades de reutilización in situ del efluente tratado y los lodos. El uso del agua residual tratada en los puntos cercanos a la planta es menos costoso, debido a que la inversión en la instalación de un sistema de conducción es menor. El uso de los lodos que se producen en los sistemas de tratamiento descentralizados es más seguro ambientalmente, ya que su calidad, tanto sanitaria como de contenido de tóxicos, es menor. Si se presentara algún problema de toxicidad en los lodos generados en una de las pequeñas plantas, éstos se

podrían aislar y disponer de una forma segura, sin contaminar los lodos de otras plantas. Se puede programar el tiempo de remoción de sólidos de los tanques, de acuerdo con las necesidades de las diferentes plantas y ubicar un sitio especial para su tratamiento y distribución o disposición

- d) **Ahorro de agua.** En los sistemas *in situ* y en los drenajes alternativos, como alcantarillado de pequeño diámetro (Ilustración 1.3), se reducen los requerimientos de agua para transportar los residuos. No se necesita un mínimo de consumo de agua como en el caso de los sistemas centralizados (100 litros por persona por día), es decir, los requerimientos de consumo son mínimos

Ilustración 1.3 Elementos de un sistema de alcantarillado para una casa y una comunidad pequeña



- e) **Construcción gradual y modular.** Los sistemas descentralizados son modulares. Pueden ser implementados con diferentes componentes y por etapas. Esto reduce la necesidad de una inversión inmediata, en comparación a lo requerido en un sistema centralizado

Se puede proveer de buenas soluciones sanitarias a lugares con diferentes situaciones económicas, tales como zonas periurbanas. En estas municipalidades coexisten diferentes sistemas sanitarios, desde lugares donde no hay servicios sanitarios, hasta donde se pueden encontrar sistemas altamente sofisticados (Venhuizen, 1997; Bakir, 2001; Wilderer & Schreff, 2000).

Wilderer & Schreff (2000) mencionan que un sistema descentralizado puede ser considerado como una alternativa viable si es altamente efectivo y provee un tratamiento avanzado, fácil de operar y de bajo costo. Los sistemas descentralizados requieren de una operación y mantenimientos efectivos, al igual que los sistemas centralizados, deben ser operados y controlados por personal que sea entrenado específicamente para ese trabajo.

Las desventajas de los sistemas descentralizados son:

1. baja eficiencia: esto pasa con algunas tecnologías como los tanques sépticos debido a la poca atención que los tratamientos *in situ* reciben, más que por las tecnologías por sí mismas. Generalmente los dueños y encargados de los sistemas no tienen el suficiente conocimiento y motivación para mantener los sistemas

2. costos: se asume que el costo y requerimientos de construcción y operación de varios sistemas *in situ* es más caro en relación con los sistemas centralizados (Wilderer & Schreff, 2000; Bakir, 2001). Sin embargo, se deben considerar los ahorros que se pueden hacer al aprovechar los recursos regionales o en la operación de sistemas menos complejos, o comprar equipos o reactivos en paquete para todas las pequeñas plantas

Wilderer & Schreff (2000) hacen notar que los sistemas descentralizados sólo pueden ser considerados como una alternativa viable si son fáciles de operar y de bajo costo. Además, requieren de buena operación y mantenimiento, así como los sistemas centralizados, que deben ser operados y controlados por personal altamente calificado y entrenado para el trabajo.

1.1.3. CRITERIOS DE SELECCIÓN

Al seleccionar una estrategia centralizada o descentralizada se debe buscar que sea ambientalmente apropiada a las condiciones locales, y que se paguen los servicios para mantener la sustentabilidad de los sistemas. Su selección depende de factores físicos y sociales. Los factores físicos a considerar son la disponibilidad de terrenos y energía, la topografía, el clima, el tipo y uso de suelo. También se deben tomar en cuenta factores sociales como la densidad de población, los recursos de la comunidad (fondos y destrezas), asequibilidad y disponibilidad para pagar la tecnología, así como su operación y mantenimiento. De esta forma la estrategia y la tecnología deberán alcanzar las condiciones locales tanto ambientales como económi-

cas, culturales e institucionales (UNEP, 2000; UNEP/GPA, 2000).

Según Hophmayer-Tokich (2006), los factores relevantes y los parámetros de selección de la estrategia y tecnología son *in-situ* (húmeda o seca), externa (extensiva o intensiva) y drenaje no convencional o convencional. Los principales parámetros de selección son los volúmenes de agua generados (que dependen del consumo de agua) y la densidad de población. Los principales factores son:

a) Consumo de agua en las comunidades.

Este factor depende del agua de abastecimiento otorgada a la comunidad. Si la tasa de consumo es menor de 50 litros por persona por día (el agua es abastecida por pozos o bombas manuales), el efluente generado es mínimo, y la opción tecnológica es *in situ* y seca, por ejemplo, letrinas. Este tipo de tecnología, como los tanques sépticos, no representa una opción, ya que no se puede operar debido a la falta de fluido; además de su alto costo, requiere de un consumo mayor de agua, 50 - 100 litros por persona por día (que es distribuida por tomas de agua comunitarias). En este caso se recomiendan los sistemas secos y húmedos. Si la densidad de población es alta, los sistemas de alcantarillado de pequeño diámetro pueden ser una opción; si el agua de abastecimiento es distribuida en las casas y la tasa de consumo es mayor a 100 litros por persona por día, se puede diseñar un sistema de drenaje convencional hacia el exterior (WHO/UNEP, 1997). Este tipo de sistemas están diseñados para el transporte de residuos, en el cual el agua es usada como medio de transporte. Los 100 litros

por persona por día son el requerimiento básico para evitar problemas en la operación de un sistema convencional. De esta forma las comunidades con un consumo menor a éste no deben tener un drenaje convencional ya que se presentarían problemas serios con su operación

b) Volumen de agua. La producción de un volumen de agua residual mayor de 10 m³/ha d requiere de la conducción del agua fuera de la comunidad. Si la producción de agua residual es menor, se puede aplicar un tratamiento *in situ*: <5 m³/ha d, sistema sanitario *in situ* seco; > 5-10 m³/ha d, sistema sanitario *in situ*, seco y/o húmedo, con posible uso de alcantarillado de pequeño diámetro (UNEP/GPA, 2000; WHO/UNEP, 1997)

c) Densidad de población. Existe una relación inversa entre el costo de los sistemas de drenaje y la población: a mayor densidad de población, menor el costo unitario del drenaje y viceversa. Por ejemplo, para casas rurales dispuestas en forma dispersa, un sistema de recolección central no es económicamente factible, debido a los altos costos de las tuberías de agua residual y su transporte a una planta de tratamiento (Otis, 1996; UNEP, 1998). Los sistemas convencionales de drenaje son económicamente factibles con densidades de población de 200-300 personas por hectárea, en países en desarrollo; y con 50 personas por hectárea, en países industrializados (UNEP/GPA, 2000). No obstante, en países en desarrollo con un cierto nivel de densidad de población (160 personas por hectárea, por ejemplo en el noreste de Brasil), el drenaje de bajo costo es más barato que los sistemas *in situ* (Mara,

1996). Estos métodos son viables para poblaciones de baja densidad, áreas periurbanas y rurales (UNEP/GPA, 2000)

d) Riesgo de contaminación del acuífero local. Los sistemas de saneamiento *in situ* pueden causar contaminación al acuífero donde hay una inadecuada separación entre el sistema y el nivel del mismo. La contaminación puede ocurrir si la profundidad de la zona insaturada es menor a 2 m y la carga hidráulica excede 50 mm/d. Resulta especialmente relevante que los pozos someros del agua de abastecimiento estén a una distancia 10 veces de la velocidad del flujo horizontal del acuífero. Si éste es el caso, se recomienda usar el tratamiento *in situ* avanzado o exterior. Sin embargo, si la zona insaturada hacia el tratamiento es mayor a 2 m y la carga hidráulica no excede 50 mm/d, el riesgo se minimiza (WHO/UNEP, 1997)

e). Permeabilidad del suelo. Si la permeabilidad del suelo es baja, es posible que no pueda ser suficiente para acomodar la tasa del flujo del efluente, que fluirá al nivel del suelo. En este caso se debe considerar el saneamiento fuera de la comunidad (WHO/UNEP, 1997; UNEP, 1998)

f) Infraestructura existente. La infraestructura existente puede afectar la selección del tratamiento. Por ejemplo, si la comunidad ya cuenta con tanques sépticos y el suelo no acepta el efluente de éstos, se hace necesario construir un colector central. El alcantarillado de diámetro pequeño es más económico que los colectores simplificados y convencionales; de cualquier manera, esto se debe revisar caso por caso (Mara, 1996)

g) Costo de los sistemas y asequibilidad para la comunidad. La capacidad económica de la comunidad para mantener un sistema de tratamiento es un factor importante para la selección de una tecnología. Una política a largo plazo para proveer un servicio se deberá basar en los ingresos que el prestador del servicio recibirá de sus usuarios. Estos ingresos son esenciales para el correcto mantenimiento y la operación que garantice la eficiencia del sistema. La capacidad de pago de una comunidad puede ser evaluada si se compara la tarifa probable con los niveles de ingreso mínimos de la mayoría de los habitantes de la comunidad. Normalmente se calcula que una familia no podría pagar más del 2 por ciento de su ingreso en saneamiento. Sin embargo, la capacidad para pagar no es la misma que la disposición a pagar. En localidades donde el drenaje es una prioridad alta, habrá mejor disposición para contribuir con un porcentaje mayor del 2 por ciento y viceversa, por lo que es aconsejable dirigirse primero a las comunidades con mayor disposición para pagar las tarifas establecidas (Reed, 1996)

Las consideraciones sociales juegan un importante papel en seleccionar los sistemas de tratamiento. En contraste con los sistemas centralizados, que no requieren de una rutina para su operación, los sistemas descentralizados son más complejos en cuanto a su mantenimiento y operación comunitaria. Si la localidad no es capaz de aceptar su responsabilidad, el sistema convencional es el más apropiado (UNEP, 1998). La capacidad institucional y la disponibilidad de mano de obra capacitada son otro factor importante. En Mé-

xico, los sistemas de tratamiento de agua residual son implementados, operados y mantenidos por instituciones. Frecuentemente estas instancias existen antes de la implementación de nuevos esquemas, y se espera que también se encarguen de estos nuevos sistemas, lo que puede representar un reto que afecte su éxito a largo plazo. En pequeñas comunidades, por ejemplo, no hay trabajadores capacitados para operar apropiadamente una planta de lodos activados, por lo que procesos como lagunas de estabilización serían una mejor selección. Otro prerequisite para una operación efec-

tiva es la capacidad de manejar una infraestructura de recolección, un padrón de usuarios y un manejo de gastos y cargos. También en este caso se deben considerar las soluciones de bajo mantenimiento y tecnología sencillas, ya que son más tolerantes para operar y manejar situaciones problemáticas (Reed, 1996; UNEP 1998).

En la Tabla 1.1 se describen los diferentes criterios de selección con lo que se pueden evaluar las ventajas y desventajas en la aplicación de sistemas centralizados y descentralizados.

Tabla 1.1 Ventajas y desventajas de las tecnologías centralizadas y descentralizadas (a partir de Agua tuya, 2012 y Servín et al, 2004)

Criterios	Sistema centralizado	Sistema descentralizado
Manejo de aguas residuales		
Sistema de recolección y conducción	Recorre grandes distancias. Red más larga, profundidad de instalación se incrementa. Colectores de gran diámetro. Aumenta riesgo de impacto a red (averías o problemas conducción). Inversión red auxiliar y mayor bombeo, para conducir AR hasta macro planta. Costos inversión y conducción altos.	Redes cortas, menores diámetros. Se reduce costo total de redes, recolección en materiales y excavación de zanjas. Diseñado para un sector de la ciudad que tiene problemas locales y planta de tratamiento (PTAR), sin afectar la operación de otras plantas.
Bombeo	Bombean gastos mayores, requerimiento superior energía, sobre todo cuando no se puede conducir por gravedad.	Distancias de traslado de AR y bombeo son reducidas.
Tratamiento de aguas residuales		
Tecnologías de tratamiento	PTAR(s) sofisticadas o espacios grandes (varias hectáreas) para tecnologías básicas como las lagunas de oxidación.	A menor caudal más opciones tecnológicas de bajo costo.
Espacio requerido	Grandes extensiones en un solo lugar.	Pequeñas áreas, se pueden distribuir varias PTAR(s) en muchos lugares.
Operación y mantenimiento	Equipo técnico a tiempo completo.	Menos exigencias, un equipo puede monitorear varias PTAR(s).
Uniformidad de la calidad de las aguas	Grandes redes, se mezclan muchos tipos de AR de distintas fuentes (ej. hospitales, talleres y viviendas). Tratamiento más complejo. La complejidad del afluente afectará la calidad de las descargas.	Mayor uniformidad y calidad de AR (ej. provenientes de un vecindario o de un distrito donde predominan los condominios serán básicamente AR domésticas).
Grado de dilución	Mayor dilución, mayor dificultad de tratamiento. Si las redes de recolección crecen, es más difícil controlar el ingreso de aguas pluviales y genera mayor dilución.	Redes pequeñas, se puede ejercer mayor control y lograr menor dilución, se facilita el tratamiento posterior.
Sociales y ambientales		
Control social	El problema de la contaminación se traslada a un sitio muy distante del lugar de origen, los usuarios no perciben los beneficios ambientales.	La responsabilidad sobre el agua y su precio es local. Los beneficios ambientales son evidentes – esto activa una reacción y control por parte de la sociedad.

Tabla 1.1 Ventajas y desventajas de las tecnologías centralizadas y descentralizadas (a partir de Agua tuya, 2012 y Servín et al, 2004) (Continuación)

Criterios	Sistema centralizado	Sistema descentralizado
Riesgo ambiental	Sistemas altamente vulnerables a catástrofes (terremotos, inundaciones, etc.). El daño ambiental que genera una PTAR que deja de funcionar es proporcional al tamaño de la planta.	El riesgo se halla distribuido; a mayor descentralización, mayor distribución del riesgo.
Mitigación del cambio climático	Capturar metano generado por los sistemas anaerobios tradicionales resulta costoso y de alto riesgo. Indispensable producir energía eléctrica para justificar los costos.	Uso de bio-reactores anaerobios, los sistemas de captura del metano son más sencillos y se puede usar la energía producida localmente.
Potencial reutilización del agua tratada	Se imposibilita la reutilización segura de las aguas tratadas por la mezcla de AR domésticas e industriales. Toda el agua tratada (AT) se encuentra en un punto. Se facilita su venta mediante una línea morada para uso industrial, recreacional o jardines públicos. Se aprovecha la gravedad para conducir AR hacia la macro planta. Gasto para rebombear AT hacia los lugares de reutilización. Negociación con poblaciones cercanas a entrega de AT por otros beneficios.	AT se usa localmente, mejor balance hídrico a nivel local y conservación del recurso hídrico. Ofrece efluentes que cumplan con diferentes calidades, adaptándose a la posible reutilización o a la norma de descarga exigida por el cuerpo receptor. Los centros de distribución se multiplican para el caso de un sistema descentralizado, lo que acorta las distancias de distribución.
Económicos		
Efectividad para zonas de expansión urbana	Zonas de expansión de ciudades, pocas posibilidades de conectarse en corto plazo a sistemas centralizados.	Mayores posibilidades para barrios de zonas de expansión de contar con una PTAR.
Facilidad de expansión	La ampliación de PTAR(s) requiere grandes inversiones.	Construyen nuevas unidades a medida que la ciudad crece (inversión incremental).
Capacidad ociosa*	Si la construcción de la macro planta se realiza en etapas semejantes a la construcción de las plantas pequeñas, el efecto de la capacidad ociosa y el de inversión resultan equivalentes.	Permite ajustar mejor el programa de construcción de PTAR(s) con crecientes necesidades de tratamiento, de tal manera que la capacidad ociosa se reduzca con ventaja.
Inversión	En macroplanta se requerirá desembolsar mayores cantidades en menos ocasiones y de manera más espaciada en tiempo. Una macroplanta implica inversión inicial mayor.	Ante un monto de inversión equivalente será más atractivo el caso en el que los montos sean menores aunque aumente su frecuencia (mejor ocho pagos de 1 000 000 anual que cuatro pagos de 2 000 000 cada dos años). Al aplicar una tasa de oportunidad del dinero igual y mejor distribuida para ambos casos, la serie de pagos menores tendrá un valor menor en términos de valor presente.
Costos de operación y mantenimiento (O y M)	Los gastos de O y M serán menores para el sistema centralizado.	Aumento de costos porque hay una plantilla de personal para operar cada PTAR.
Costos administrativos	Los costos administrativos podrán ser iguales para ambos casos. Las mega plantas requieren de un sistema administrativo mayor.	Dirección central y mantenimiento se pueden compartir. Mayor control para operar un sistema que por su dispersión resulta más complejo. PTAR(s) con diferentes tratamientos requieren de personal mejor capacitado para atender PTAR(s) con características diferentes.
Rehabilitación	Cuando se opta por la construcción de una macroplanta no se cambia el método de tratamiento fácilmente cuando se requiere.	Mayor flexibilidad para hacer un programa de construcción o rehabilitación para cubrir las necesidades de tratamiento, por tener PTAR(s) independientes.

Tabla 1.1 Ventajas y desventajas de las tecnologías centralizadas y descentralizadas (a partir de Agua tuya, 2012 y Servín et al, 2004) (Continuación)

Criterios	Sistema centralizado	Sistema descentralizado
Impacto social y ambiental		
Social	En zona urbana es difícil obtener el terreno con superficie para construcción de la PTAR. Se requiere considerar una ubicación fuera de la ciudad. La construcción de una PTAR generará resistencia social, debido a las molestias que puede ocasionar a las poblaciones vecinas.	Resistencia social a problemas de contaminación visual, olores y transporte de lodos, debido a que afecta a un número mayor de pobladores y están más cerca de la PTAR. Impacta la calidad de vida de los centros urbanos cercanos. Es necesario utilizar técnicas de tratamiento que eliminen o reduzcan los efectos nocivos.
Seguridad	Las macro y megaplantas utilizan cloro gas en grandes cantidades. Es preciso manejar adecuadamente el biogás. Se requiere de personal y equipo de seguridad industrial para el manejo del cloro y el biogás. Se deben capacitar brigadas de salvamento y contar con instalaciones, equipo y brigadas contraincendios.	Se pueden utilizar pastillas de cloro o cloro líquido. Las cantidades de cloro utilizadas son menores. Se pueden utilizar otros equipos de desinfección como rayos ultravioleta.

1.1.4. TECNOLOGÍA SUSTENTABLE

De acuerdo con la Comisión Mundial sobre Medio ambiente y Desarrollo (World Commission on Environment and Development, WCED, 1987) es el desarrollo que satisface las necesidades de las generaciones presentes, sin comprometer la habilidad de las futuras generaciones para satisfacer sus necesidades. Esto implica el esfuerzo para mantener una buena economía, proteger el ambiente, utilizar óptimamente los recursos naturales, lograr un progreso social equitativo que reconozca las necesidades individuales de todas las comunidades y el ambiente tanto actualmente como en el futuro.

Es necesario reconocer la naturaleza dinámica de la sustentabilidad con el propósito de diseñar sistemas que aseguren que el uso de los recursos naturales y ciclos no disminuye la calidad de vida debido a futuras pérdidas económicas o impactos adversos en las condiciones sociales, en la salud humana y en el medio ambiente (Milhelcic, 2003). Las interacciones entre los sistemas naturales y humanos, así como las respuestas a los impactos provocados, es de naturaleza multidimensional. Los principales aspectos a

considerar son el económico, el medioambiental y el sociocultural (Muga & Mihelcic, 2008; Anggraini, 2007). También se debe buscar que el manejo del alcantarillado y el agua residual provean por lo menos de un servicio básico a la comunidad y un mínimo o ningún riesgo de enfermedades infecciosas o toxicidad.

Kärrman (2001) sugiere cuatro propuestas para un buen manejo de los sistemas de conducción y tratamiento: 1) separar caudales de agua ricos en nutrientes de otros efluentes; 2) aumentar la reutilización del agua residual tratada para reducir el consumo de agua de primer uso; 3) prevenir la contaminación del agua residual por agentes externos (residuos sólidos o tóxicos); y 4) disponer los contaminantes inevitables en sitios de confinamiento. Butler & Parkinson (1997) agregan la necesidad de reducir el uso inapropiado del agua potable como medio de transporte en los drenajes. Robert (2008) señala que la sostenibilidad se concibe como un proceso de cambio en el que la explotación de los recursos, la dirección de las inversiones, la orientación del desarrollo tecnológico y el cambio institucional están en armonía con el estilo de vida y aumentan el potencial actual y futuro

para satisfacer las necesidades y aspiraciones humanas.

Se requiere cambiar conceptualmente los planes y acciones de la ingeniería de modo que se consideren acciones preventivas durante todas las actividades humanas, el tratamiento fuera de la zona habitacional y la reutilización *in situ* o fuera (Balkema & Heinz, 2002; Panebianco, 2006; Robert, 2008; Etnier *et al*, 2007; Kärrman, 2001).

Las tecnologías sustentables se describen en este libro como aquéllas que:

- ayudan a estabilizar y reducir los contaminantes en beneficio de la salud humana y el ambiente
- deberán ser compatibles o adaptables al medio ambiente con bajo uso de energía (electricidad)
- usan materiales de bajo costo y regionales
- son técnicamente sencillas en su diseño, operación y mantenimiento, y flexibles para adaptarse a cambios futuros
- integran, dan servicio y beneficio directo a las comunidades donde se instalan
- apoyan el desarrollo a largo plazo de la comunidad
- Asimismo, se deben reutilizar integralmente todos sus subproductos dependiendo de cada tecnología (agua tratada, lodo, biogás, vegetales, etcétera)

1.2. PERSPECTIVA NACIONAL

Según la CONAGUA (2012), en 2010 había 39 núcleos de población en el país con más de 500 mil habitantes. De éstos, 33 se encuentran en

alguna zona metropolitana (ZM) y 40 por ciento se localizan en el centro del país. El cambio de la proporción entre la población rural y urbana es una característica demográfica importante de México. La población rural pasó del 57.3 por ciento en 1950 al 23.2 por ciento en 2010. Este cambio se explica por el crecimiento de la población urbana, que en 2010 era de alrededor de 86 millones, lo cual equivale a poco más de tres cuartas partes de la población del país. La concentración de la población en las localidades urbanas tiene como resultado su acelerado crecimiento, que ha implicado fuertes presiones sobre el medio ambiente y las instituciones. La concentración de la población se manifiesta en que en las 39 localidades urbanas de más de 500 mil habitantes vive el 27.7 por ciento de la población del país. En 2010, en las cinco zonas metropolitanas de mayor población del país, vivían alrededor de 33 millones de personas. En la Tabla 1.2 e Ilustración 1.4 se observa la evolución de la población mexicana en un periodo de 1950 a 2010.

En los siguientes subcapítulos se describe de manera general la problemática nacional de tratamiento en las zonas rurales, periurbanas y desarrollos ecológicos.

1.2.1. ZONAS RURALES

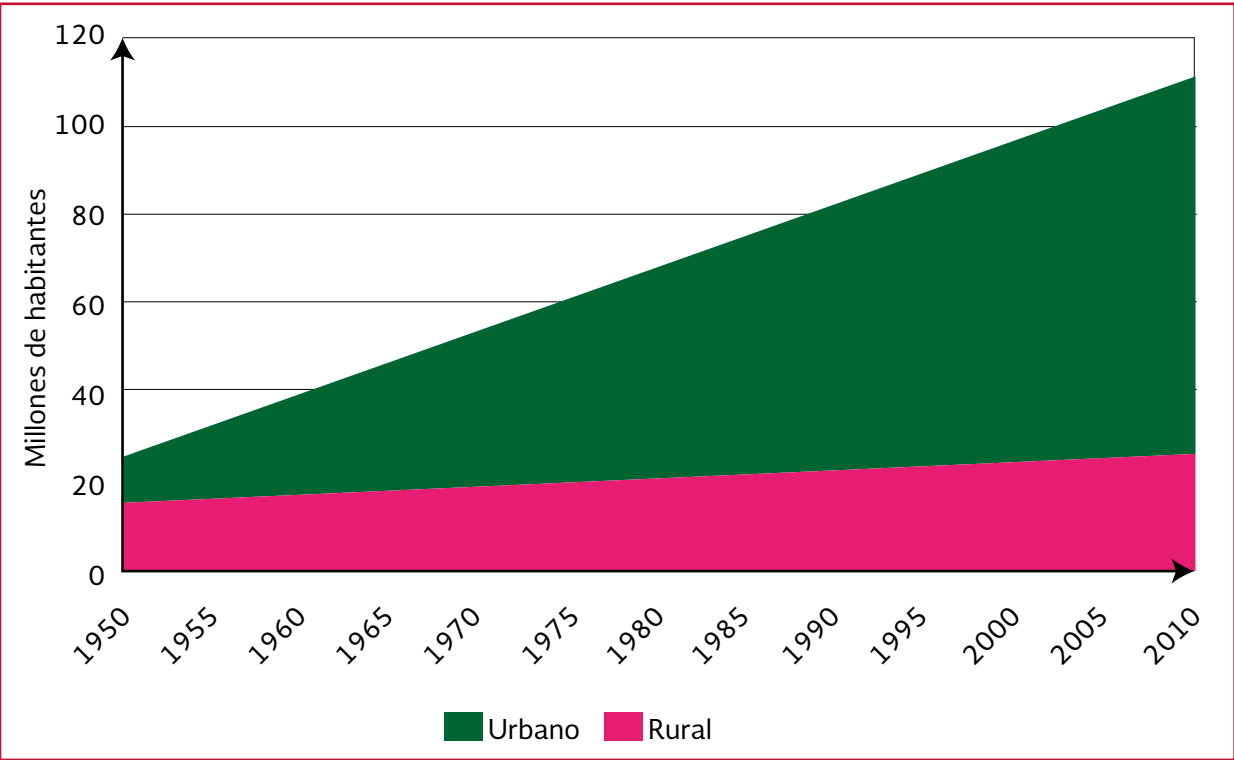
De acuerdo con la CONAGUA (2012) se considera que la población rural es aquella que integra localidades con menos de 2 500 habitantes, en tanto que la urbana se refiere a poblaciones con 2 500 habitantes o más. En la Tabla 1.3 se observa la distribución de la población en México en comunidades menores a 2 500 habitantes. De acuerdo con el Instituto Nacional de Estadística y Geografía e Informática (2012)

Tabla 1.2 Evaluación de la población en México de 1950 a 2010 en millones de habitantes (CONAGUA, 2012)

Año	Rural	Urbano	Total
1950	14.80	11.02	25.82
1955	17.23	17.76	34.99
1960	18.58	23.10	41.68
1965	19.93	28.43	48.36
1970	21.24	36.45	57.69
1975	22.55	44.47	67.02
1980	22.93	51.34	74.27
1985	23.30	58.21	81.51
1990	23.73	62.73	86.46
1995	24.16	67.25	91.41
2000	24.71	72.98	97.69
2005	24.28	79.20	103.49
2010	26.23	86.89	113.11

Nota: La población se interpoló al 31 de diciembre de cada año con base en los datos censales. Se considera que la población rural es aquella que integra localidades con menos de 2 500 habitantes, en tanto que la urbana se refiere a poblaciones con 2 500 habitantes o más.

Ilustración 1.4 Población de México de 1950 a 2010 (CONAGUA 2012)



para 2010 la población total era de 112 336 538 millones de habitantes. La población que vivía en comunidades menores a 2 500 habi-

tantes era de 26 049 128 millones, esto significa que el 23 por ciento del total que vive en comunidades menores de 2 500 habitantes.

Tabla 1.3 Distribución de la población en México en comunidades menores a 2 500 habitantes

País/Estados	Población total	Población %	Población localidades menores <2 500 habitantes	Población %	Índice de Rezago Social	Grado de Rezago social
Total México	112 336 538	100.0	26 049 128	23	-	
Aguascalientes	1 184 996	1.1	227 407	19	- 1.10601	Muy bajo
Baja California	3 155 070	2.8	243 196	8	- 0.85511	Muy bajo
Baja California Sur	637 026	0.6	88 308	14	- 0.47380	Bajo
Campeche	822 441	0.7	209 032	25	0.21621	Alto
Coahuila	2 748 391	2.4	275 003	10	- 1.16058	Muy bajo
Colima	650 555	0.6	73 016	11	- 0.80318	Muy bajo
Chiapas	4 796 580	4.3	2 459 382	51	2.27118	Muy alto
Chihuahua	3 406 465	3.0	517 269	15	- 0.49915	Bajo
Distrito Federal	8 851 080	7.9	40 687	0.5	- 1.28325	Muy bajo
Durango	1 632 934	1.5	508 499	31	- 0.00831	Medio
Guanajuato	5 486 372	4.9	1 651 168	30	- 0.00264	Medio
Guerrero	3 388 768	3.0	1 416 920	42	2.51574	Muy alto
Hidalgo	2 665 018	2.4	1 273 778	48	0.60770	Alto
Jalisco	7 350 682	6.5	985 248	13	- 0.65730	Muy bajo
México	15 175 862	13.5	1 973 517	13	- 0.36513	Bajo
Michoacán	4 351 037	3.9	1 362 688	31	0.75474	Alto
Morelos	1 777 227	1.6	286 889	16	- 0.13364	Medio
Nayarit	1 084 979	1.0	336 945	31	- 0.24673	Bajo
Nuevo León	4 653 458	4.1	247 333	5	- 1.36996	Muy bajo
Oaxaca	3 801 962	3.4	2 002 757	53	2.41779	Muy alto
Puebla	5 779 829	5.1	1 631 443	28	1.06747	Alto
Querétaro	1 827 937	1.6	540 664	30	- 0.24731	Bajo
Quintana Roo	1 325 578	1.2	157 058	12	- 0.39877	Bajo
San Luis Potosí	2 585 518	2.3	935 008	36	0.48524	Alto
Sinaloa	2 767 761	2.5	751 994	27	- 0.48416	Bajo
Sonora	2 662 480	2.4	372 252	14	- 0.69045	Muy bajo
Tabasco	2 238 603	2.0	954 075	43	- 0.07351	Medio
Tamaulipas	3 268 554	2.9	398 945	12	- 0.65218	Muy bajo
Tlaxcala	1 169 936	1.0	235 696	20	- 0.05134	Medio
Veracruz	7 643 194	6.8	2 976 060	39	1.13549	Alto
Yucatán	1 955 577	1.7	312 821	16	0.21937	Alto
Zacatecas	1 490 668	1.3	604 070	41	- 0.12841	Medio

Las comunidades que resaltan con un mayor porcentaje de habitantes en comunidades menores a 2 500 habitantes son Chiapas (51 por ciento); Durango (31 por ciento); Guanajuato (30 por ciento); Guerrero (42 por ciento); Hidalgo (48 por ciento); Michoacán (31 por ciento); Nayarit (31 por ciento); Oaxaca (53

por ciento); Querétaro (36 por ciento); Tabasco (43 por ciento); Veracruz (39 por ciento) y Zacatecas (41 por ciento).

En la Tabla 1.3 se incluyeron también el Índice de Rezago Social (IRS) y el Grado de Rezago Social (GRS). El IRS fue diseñado por el Con-

sejo Nacional de Evaluación de la Política de Desarrollo Social (CONEVAL), órgano creado en 2006, el cual construyó esta relación de rezago social considerando el carácter multidimensional de la pobreza. El IRS se basa en cuatro carencias sociales para la medición de pobreza: rezago educativo, acceso a los servicios de salud, acceso a los servicios básicos en la vivienda, y la calidad y espacios en la vivienda. Asimismo, el IRS clasifica a estados, municipios y localidades en cinco grados de rezago social (GRS): muy alto, alto, medio, bajo y muy bajo. Sin embargo, no es una medición de pobreza, ya que no incorpora indicadores de ingreso, seguridad social y alimentación. Permite tener información de indicadores sociales desagregados hasta nivel de localidad. Los datos mostrados en la Tabla 1.3 se basan en el Censo de Población y Vivienda 2010 (CONEVAL, 2011).

Los estados con muy alto rezago social son tres: Chiapas, Guerrero y Oaxaca, que presentan un alto porcentaje de comunidades rurales (51 por ciento, 42 por ciento y 53 por ciento respectivamente). Existen siete estados que presentan un alto grado de rezago social: Campeche, Hidalgo, Michoacán, Puebla, San Luis Potosí, Veracruz y Yucatán. Un rezago social medio se puede observar en seis estados: Durango, Guanajuato, Morelos, Tabasco, Tlaxcala y Zacatecas. Los estados que tienen un muy bajo rezago social son nueve: Aguascalientes, Baja California, Coahuila, Colima, Distrito Federal, Jalisco, Nuevo León, Sonora y Tamaulipas; éstos tienen un menor número de comunidades rurales. Por último, con bajo rezago social son siete: Baja California Sur, Chihuahua, Estado de México, Nayarit, Querétaro, Quintana Roo y Sinaloa (CONEVAL, 2011).

Méndez (2005) menciona que México, con una extensión territorial de 2 millones de km², es un país con grandes contrastes en aspectos culturales, económicos, sociales y de saneamiento. Durante muchos años, la actividad económica predominante en el país fue agrícola. La gran extensión territorial, las grandes áreas de terreno montañoso del país, aunado al cultivo de la tierra, motivaron la fundación de muchas comunidades con menos de mil habitantes, mismas que estaban muy aisladas y en la mayoría de ellas sus habitantes vivían en condiciones de gran pobreza y sin servicios sanitarios. La deficiencia de estas necesidades es más notable en las pequeñas comunidades donde el fecalismo al aire libre, la falta de preparación de sus pobladores, que en algunas regiones no hablan español, y la carencia de otros servicios como electricidad, drenaje y agua potable, ocasionan elevadas tasas de morbilidad y mortalidad por enfermedades diarreicas o infecciones respiratorias. Se desconoce la frecuencia de otras enfermedades que no son de reporte obligatorio como son las micosis.

La gestión del agua es otra problemática en las zonas rurales. La prestación de servicios de agua y saneamiento de calidad en zonas rurales para uso doméstico, de manera continua y suficiente, se dificulta por las características geográficas de cada comunidad y su falta de capacidad técnica y económica para gestionar recursos. Las instituciones internacionales y las nacionales han reconocido que la crisis del agua se debe a la mala gestión más que a la escasez o a la infraestructura; los problemas y posibles soluciones se producen en un entorno de procesos políticos y de poder. Hay una correlación directa entre la pobreza de las áreas rurales y la falta de infraestructura

de saneamiento. El impacto de servicios inadecuados de agua y saneamiento recae principalmente sobre los sectores pobres, quienes a menudo deben hacer sus propios arreglos, muchas veces precarios, para satisfacer sus necesidades básicas de sobrevivencia. Esta situación tiene una gran repercusión en la salud, sobre todo la de los menores. En comunidades rurales las mujeres, por cuestiones de usos y costumbres, son las que acarrear agua desde lugares lejanos o se ven forzados a pagar precios muy altos por pipas de agua. En las localidades rurales las inversiones se aplicaron de la siguiente manera: 47.8 por ciento se destinó para agua potable, 36.2 por ciento para alcantarillado, 12.3 por ciento para saneamiento y 3.7 por ciento para otros conceptos. (Instituto Nacional de Estadística y Geografía e Informática, 2012).

El carácter económico, social y ecológico de los lugares denominados rurales varía gradualmente a través de nuestro país. Las economías de algunos de estos lugares se ven mermadas, principalmente las que aún dependen de la agricultura, la ganadería y la explotación de recursos forestales, lo que ha ocasionado que la población emigre a las ciudades en busca de mejores fuentes de ingresos y servicios. Esto ha derivado, en los lugares rurales, en dispersión poblacional, fuertes deficiencias en infraestructura económica básica y servicios sociales, lo que a su vez encarece la gestión de sus unidades de producción y el acceso a los servicios indispensables. En contraste, otros lugares rurales, particularmente los cercanos a las ciudades y los que cuentan con atractivos turísticos, han experimentado un rápido crecimiento demográfico y una transformación económica. Los espacios rurales no son homogéneos, los aquejan diferentes problemas en distintas intensidades. Por eso es necesario clasificarlos de forma más específica o medir su grado de ruralidad para así asignar

recursos y diseñar planes de desarrollo rural que sean más específicos para cada grupo, lo que los hará más eficientes, tomando en cuenta los diferentes aspectos económicos y sociales entre lo rural y lo urbano (Zamudio, 2008).

1.2.2. ZONAS PERIURBANAS

Avila Sánchez (2009) menciona que el concepto de periurbano significa el crecimiento continuo de la ciudad y la absorción de los espacios rurales; ocupa grandes dimensiones en las principales capitales latinoamericanas y no es comparable a la de los países industrializados. Fundamentalmente es un lugar periurbano habitacional, con características propias territoriales en relación a la apropiación y uso del espacio. Se pueden encontrar colonias de altos ingresos junto con zonas marginales, construcciones con materiales de desecho, hasta construcciones bien cimentadas, coexistiendo con las prácticas agrícolas. El periurbano latinoamericano se va instalando lo largo de los ejes de salida de las ciudades en concentraciones urbanas sin ninguna planeación. El avance de la peri urbanización afecta principalmente las zonas agrícolas sin gran valor; también hay una disputa por el uso de los recursos, como el agua. Para los campesinos, el uso más importante de este recurso es el agrícola, mientras que para los nuevos colonos, es para consumo doméstico o en algunos casos recreacional, para aquéllos de altos ingresos. En las zonas periurbanas se observa un proceso de cambio del tipo de uso del suelo, que repercute en la ordenación y gestión ambiental, en el deterioro ambiental del agua y el suelo, contaminados por las descargas urbanas, la sobreexplotación de los mantos acuíferos, los residuos sólidos y las construcciones junto a los campos agrícolas. Otra definición es la que proporciona Aguilar (2003), comenta que las periferias metropolitanas son

los espacios alrededor de las áreas metropolitanas donde se expresa la influencia directa de la gran ciudad; no tienen límites geográficos bien definidos (de 75 a 100 km), y ocurre una intensa transformación de las áreas agrícolas periféricas hacia patrones de usos discontinuos del suelo urbano-rural. El proceso de periurbanización se ha incrementado durante el último tercio del siglo XX, lo que ha provocado desplazamientos de la

población desde el campo hacia las zonas urbanas. A partir de los años noventa el incremento de la pobreza ha puesto como alternativa la autoproducción de alimentos, así como la creación de empleos de baja remuneración y el establecimiento de pequeñas empresas en la periferia de las ciudades grandes y medianas (Nugent, 2000). En la Tabla 1.4 se observan ejemplos de procesos periurbanos en México.

Tabla 1.4 Ejemplos de procesos periurbanos en México

Ejemplos de procesos periurbanos	Fuente
Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMVM). Se han desarrollado zonas periurbanas en sus principales rutas hacia las metrópolis que la rodean (Puebla, Toluca y Cuernavaca), y otros núcleos urbanos de gran dinamismo (Pachuca y Texcoco). Es el área metropolitana formada por la Ciudad de México y 60 municipios aglomerados uno de ellos en el Estado de Hidalgo, los restantes del Estado de México. Según los resultados del censo elaborado por el INEGI en el año 2010 esta zona contaba con una población de alrededor de 20 millones de habitantes (tan solo en el Distrito Federal son 8'851,080 habitantes). Según la ONU, en el año 2012 era, junto con la ciudad de Nueva York, la tercera aglomeración humana más poblada del mundo.	Ávila, (2009) INEGI, 2010. Consejo Nacional de Población, 2005. INEGI, 2012. El Universal, 2012
Zona metropolitana de Puebla. Construcción de un gran complejo comercial y habitacional en una zona de tradición agraria (proyecto Angelópolis, 1'875,277 personas, el abastecimiento de agua potable beneficia sólo a 480,000 habitantes), y transformación de terrenos ejidales de la zona conurbada de Atlixco. Organizaciones no gubernamentales (ONG), comisiones de derechos humanos y habitantes en general, han denunciado al Gobierno del estado por despojo de tierras y falta de servicios básicos.	(Pérez, 2001; Pérez y Silva, 2003). Obras web, 1996.
Morelos corredor Cuernavaca-Cuautla. Se caracteriza por un proceso de urbanización acelerado sobre las áreas agrícolas periféricas, fuertes incidencias en el patrón de cultivos locales e intensa disputa por el uso de los recursos hídricos para el riego agrícola, trasladados al abasto urbano. En el corredor Cuernavaca-Cuautla se aglutinan cerca de 1'000,000 de habitantes, de un total estatal de 1'600,000. Allí se encuentran las dos zonas de conurbación más importantes Cuernavaca, Temixco, Jiutepec, Zapata, Xochitepec, Cuautla, Yecapixtla, Plan de Ayala, Atlatlahucan, Tepoztlán, y el corredor Chichinautzin, Cocoyoc y Oaxtepec. La implantación de parques industriales ha derivado en importantes impactos en la cultura y la vida cotidiana de las comunidades agrarias tradicionales, como es el caso de la creación de la Ciudad Industrial del Valle de Cuernavaca	(Ávila: 1997, 2001). (Peimbert, 2003). Batlori G. A., 2014.
Estado de México, región oriental de Texcoco-Chiconautla persiste amplia zona de producción agrícola y ganadera, repercute negativamente en la calidad de las aguas utilizadas. En 2010, según el censo del INEGI, la población total de municipio era de 1'656,107. Esta población correspondía tanto a la ciudad como a los 8 pueblos (San Pedro Xalostoc, Santo Tomás Chiconautla, San Isidro Atlautenco, San Andrés de la Cañada, Santa Clara Coatitla, Santa María Tulpetlac, Santa María Chiconautla y Guadalupe Victoria). Parte de su población proviene de la reubicación de los afectados del sismo de 1985, que actualmente son las colonias de Prados Sur, Prados Norte, Prados Ecatepec y la Unidad habitacional la Pradera. El municipio enfrenta graves problemas de insuficiencia en los servicios. Estos problemas se deben a que el Municipio de Ecatepec es el más densamente poblado de todo el país. Ocupa el puesto 1 por su número de habitantes en el estado y a nivel nacional el puesto 2 de los 2,454 municipios que hay en México.	Navarro: 2000 y Navarro 2004. INEGI, 2010.
Valle Lerma-Toluca, las políticas de desarrollo industrial y construcción de infraestructura del transporte (principalmente la del aeropuerto internacional de Toluca), transformaron el entorno agrícola y de propiedades ejidales. Continúa la práctica agrícola periurbana demandada por el mercado urbano. De acuerdo a los resultados del Censo de Población y Vivienda realizado en 2010 por el INEGI, la población total del municipio de Lerma es de 134 799 habitantes.	(Orozco, 2000, 2001, 2003).
Pachuca con 267,862 habitantes y Tizayuca con 97 461 habitantes, según censo de 2010 (INEGI, 2010). Ambas ciudades desarrollaron procesos de conurbación sobre terrenos de baja capacidad agrícola, se crearon fraccionamientos de viviendas unifamiliares, ejemplo el caso de la ciudad de Tizayuca, debido a su expansión desarrolla importantes funciones dentro del sistema urbano que rige la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.	(Gobierno del estado de Hidalgo, 2003). INEGI, 2010.

El proceso periurbano es una dinámica territorial, donde se lleva a cabo una simbiosis entre lo urbano y rural, lo que genera repercusiones principalmente en la degradación de las aguas y el suelo. Por esta razón se requiere de tecnologías de tratamiento que se puedan adaptar a esta problemática.

1.2.3. DESARROLLOS ECOTURÍSTICOS

La Comisión Nacional de Áreas Naturales Protegidas (CONANP, 2007) menciona que hay alternativas a modelos de desarrollo que se caracterizaron por fomentar y promover la industrialización, se organizaron foros como:

- Conferencia Mundial de Naciones Unidas sobre el Medio Humano, Estocolmo, Suecia, en 1976
- Conferencia Mundial de Naciones Unidas sobre Asentamientos Humanos, Hábitat
- Comisión Mundial de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente y el Desarrollo, 1992
- La Cumbre de la Tierra, Río de Janeiro

En 1995 se aprobó y promovió el Programa de Acción para el Desarrollo Sustentable (Agenda 21). Dichos foros fueron realizados para discutir los efectos de los modelos de desarrollo

económico, especialmente en el ámbito de la inequidad en el reparto de la riqueza y la falta de cuidado de los recursos naturales. Como resultado de estas reuniones, en 1995 el gobierno mexicano suscribió acuerdos internacionales, donde se comprometió a promover una política orientada hacia la conservación de la biodiversidad existente en nuestro país. Esto con la intención de reconocerla como un bien para el desarrollo sustentable, y para promover el bienestar de las comunidades rurales e indígenas, sobre todo en áreas de relevancia ambiental o sujetas a un esquema de protección (CONANP, 2007). Como respuesta, se incrementó el número de áreas naturales protegidas (ANP) que tenían una doble función: proteger las zonas del territorio nacional con ecosistemas originales, poco alterados y con gran riqueza biológica como paisajística. La otra, contribuir a la erradicación de la pobreza, mediante el aprovechamiento sustentable de los recursos naturales, así como a reforzar la identidad cultural de sus pueblos (CONANP, 2007). Se incrementó el número de Áreas Protegidas (AP), de 127 en el 2001, a 158 en 2006, así como la superficie de 17.1 millones a 22.0 millones de hectáreas de áreas protegidas, para alcanzar el equivalente a 11.13 por ciento de la superficie del territorio nacional federal (Tabla 1.5).

Se instrumentó y consolidó la integración de las Áreas Protegidas del país en siete regiones: 1) Península de Yucatán; 2) Frontera Sur; 3) No-

Tabla 1.5 Clasificación de las áreas protegidas, (CONANP, 2007)

Categoría	Número de AP	Superficie (hectáreas)
Reserva de la Biosfera	35	10 956 505
Parque Nacional	67	1 456 988
Monumento Natural	4	14 093
Área de Protección de Recursos Naturales	6	3 350 654
Área de Protección de Flora y Fauna	29	6 259 861
Santuario	17	689
Totales	158	22 038 789

roeste; 4) Noreste; 5) Occidente; 6) Centro y Golfo y 7) Pacífico Sur, incluyendo el sustento legal. Con el fortalecimiento de este proceso hasta 2006 se atienden 80 AP de las 158 decretadas a nivel federal que representan el 51 por ciento del territorio protegido.

Esos atractivos naturales o históricos-culturales tienen potencial para convertirse en recursos turísticos. Debido a la experiencia que nuestro país tiene en la actividad turística, se consideró, que una estrategia viable para erradicar la pobreza del medio rural era promover la realización de proyectos productivos en el ámbito turístico, pero enfocados a actividades recreativas en ambientes naturales auténticos y conservados.

Diversas dependencias del Gobierno Federal como la SEMARNAT, SECTUR, SEDESOL, CONAFOR, CDI, INSEDESOL, consideran al ecoturismo como una modalidad turística que permitiría, en forma simultánea, conservar los recursos naturales las ANP y sus zonas de influencia, así como brindar oportunidades de desarrollo y empleo a las comunidades locales. Además, difundir que el uso público de los ecosistemas se realice de manera sustentable. Desde 2001 el gobierno federal promovió entre las comunidades que se encontraban en zonas de alta marginación, en la zonas de influencia de las ANP, o bien en zonas rurales con poblaciones indígenas, la creación de proyectos productivos comunitarios que incorporaran actividades de

aventura, de observación de flora y fauna silvestre y de turismo rural. Diversas dependencias gubernamentales otorgaron apoyos para la construcción de infraestructura tales como alojamientos, comedores, servicios sanitarios, equipamiento, asistencia técnica y capacitación.

A la par, en el ámbito del sector privado, se consolidaron empresas orientadas al segmento de turismo de aventura y ecoturismo en diversas regiones del país, como la península de Yucatán, Baja California, la parte central del estado de Veracruz y la región centro de México. En los últimos seis años, se constituyeron más de 400 empresas comunitarias y privadas, dedicadas a la operación de servicios de ecoturismo, turismo de aventura y turismo rural. Este crecimiento demuestra que este segmento ha ido cobrando mayor relevancia, en virtud del interés por parte de los visitantes nacionales y extranjeros por la realización de actividades turísticas basadas en la naturaleza, lo cual ha promovido la paulatina formación de un mercado nacional orientado primordialmente al turismo de aventura, y en menor grado al ecoturismo y al turismo rural. Por otra parte, en la mayoría de las zonas en las que se está desarrollando el turismo de naturaleza, se ha ido reforzando dentro de las comunidades la educación ambiental y la reflexión sobre la importancia de la preservación de los recursos naturales y la oportunidad que éstos brindan para generar una opción alternativa de ingresos, independientemente de las actividades tradicionales.



2

CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL EN COMUNIDADES RURALES, URBANAS Y TURÍSTICAS

En este capítulo se describen los caudales y características del agua residual municipal de pequeñas comunidades rurales, periurbanas y ecoturísticas.

2.1. INTRODUCCIÓN

Los caudales y características de las aguas residuales descargadas en las pequeñas comunidades varían significativamente. Los caudales pueden variar de 50 L/d en zonas rurales y campamentos en sitios ecoturísticos a 300 L/d para zonas periurbana o rural donde se pueden ubicar áreas residenciales de clase media a alta. Se debe llevar a cabo una medición in situ para conocer el caudal y características específicas del sitio para el cual se quiere diseñar un sistema. Algunos autores como Rodgers *et al.* (1999) mencionan que las mediciones del caudal se deben hacer durante siete días de periodo seco, seguido de siete días durante el periodo de lluvias. Estos autores denominan a este caudal como caudal en tiempo de secas (CTS). Si no se cuenta con esta medición, el CTS se calcula del producto de la población equivalente (p.e.) y el caudal del agua residual per cápita, el cual varía para cada población de acuerdo a la disponibilidad del agua de consumo.

La Conafovi (2006) menciona que la población de bajos recursos, misma que carece del recurso por asentarse en la periferia de las ciudades o en zonas rurales, sin acceso al agua potable, consume un promedio de 5 a 7 m³ al mes por familia (33 a 46 litros por habitante al día). Además su abastecimiento es a través de la adquisición de tambos o pipas, mientras que su costo (2004) era de 40 pesos por metro cúbico (200 pesos a 280 pesos mensuales por familia). En contraste la gente que cuenta con los servicios de agua potable y alcantarillado en su domicilio, mantiene consumos del orden de 200 L diarios por habitante, y con tarifas más bajas, por ejemplo una familia en el Distrito Federal, con cinco integrantes consume 30 m³ mensuales.

Los valores de consumo por clase socioeconómica que se muestran en la Tabla 2.1 se reportan en el libro de *Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado* del MAPAS.

2.2. ORIGEN

Las aguas residuales domiciliarias contienen distintos contaminantes que, de no ser tratados, pueden afectar nuestra salud y la calidad del ambiente en el que vivimos.

Tabla 2.1 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

Clima	Consumo (L/ (hab d)			Subtotal por Clima
	Bajo	Medio	Alto	
Cálido Húmedo	198	206	243	201
Cálido Subhúmedo	175	203	217	191
Seco o Muy Seco	184	191	202	190
Templado o Frío	140	142	145	142

Entre estos contaminantes encontramos:

Microorganismos patógenos (bacterias, virus, parásitos) que producen enfermedades como la hepatitis, cólera, disentería, diarreas, giardiasis, etcétera

Materia orgánica (materia fecal, papel higiénico, restos de alimentos, jabones y detergentes) que consume el oxígeno del agua y produce malos olores

Nutrientes que propician el desarrollo desmedido de algas y malezas acuáticas en arroyos, ríos y lagunas

Otros contaminantes como aceites, ácidos, pinturas, solventes, venenos, etc., que alteran el ciclo de vida de las comunidades acuáticas

El agua es de vital importancia en la vida del hombre, por lo que existe una preocupación por los posibles riesgos para la salud que pueden surgir a largo plazo por la presencia de pequeñas concentraciones de impurezas, en especial de compuestos potencialmente cancerígenos. También existen varios contaminantes, de origen natural o sintético, que tienen efectos conocidos en la salud de quienes lo consumen. Por tanto, es muy importante que se conozca la relación entre calidad del agua, su tratamiento y la salud.

En este punto es necesario realizar la siguiente pregunta: ¿por qué es importante conocer la calidad del agua? Se requiere conocerla debido

a que puede ser utilizada para fijar normas o reglamentos de descargas residuales municipales o industriales a cuerpos receptores; para diseñar y operar sistemas de tratamiento de agua; para establecer usos o reutilización y para la protección de cuerpos naturales y de la vida acuática.

2.2.1. ACTIVIDADES RELACIONADAS

Los diversos usos que da el hombre al agua generan aguas residuales que se presentan en forma aislada o mezclada en diferentes concentraciones.

Según Pöpel, las aguas residuales domésticas se originan:

1. En las viviendas familiares por:
 - a) La preparación de alimentos, el lavado de platos, la limpieza de la casa, el lavado de ropa e higiene personal
 - b) El uso del inodoro
 - c) El lavado de superficies pavimentadas externas y de automóviles
2. En los edificios públicos por:
 - a) La limpieza del edificio, la higiene personal, la preparación de alimentos y el lavado de la vajilla de la cafetería (cuando existe)
 - b) El uso de baños públicos
 - c) El lavado de superficies pavimentadas externas y de automóviles

3. En los pequeños establecimientos comerciales por:

- a) La preparación de alimentos, el lavado de platos, la limpieza del local, el lavado de ropa e higiene personal
- b) El uso de inodoros
- c) El lavado de superficies pavimentadas externas y de automóviles

Las aguas residuales frescas de origen doméstico emergen como un líquido turbio, de color gris o amarillento, con olor séptico, en el cual van suspendidas partículas de sedimento, heces, residuos vegetales, tiras de papel y materiales sintéticos. Cuanto más largo sea el colector que los conduce y más turbulento el caudal en la alcantarilla, más pequeñas serán las partículas presentes en el agua residual.

En la Tabla 2.2 se muestran los factores para calcular la carga máxima por hora, así como la parte proporcional de la descarga por hora en clima seco de las aguas residuales domésticas, qh , respecto a la descarga diaria total, QH para diversos tipos de comunidades, Ecuación 2.1 (Böhnke).

$$qh = \frac{QH}{P} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

donde:

- qh = La parte proporcional de la descarga por hora en clima seco de las aguas residuales domésticas
- QH = Descarga diaria total
- P = Tamaño de la población

En la Tabla 2.3 aparece la cantidad y la composición de las aguas residuales que se generan en condiciones normales según Pöpel para el caso de instalaciones y actividades individuales en viviendas particulares. Tales valores son necesarios para calcular las dimensiones de las instalaciones sanitarias interiores o de las conexiones domiciliarias que sean convenientes, así como para planificar los sistemas de alcantarillado.

Cuando mejoran las condiciones de vida, se incrementa considerablemente los valores de la cantidad de agua residual. Sin embargo la carga presente en las aguas residuales aumentará sólo de forma mínima, y así al aumentar el consumo de agua, descenderá la concentración de contaminantes en las aguas residuales.

En la Tabla 2.4 se muestra la demanda de agua para diferentes actividades domésticas según Pöpel.

Tabla 2.2 Descargas por hora qh en relación con las descargas diarias QH

Tamaño de la comunidad (en miles de personas)	Descarga máxima por hora (t^{-1})	Promedio	
		Día (t^{-1})	Noche (t^{-1})
<5	10 – 12	12 – 14	>84
5 – 10	12 – 13	14 – 16	84 – 48
10 – 50	13 – 15	16 – 18	48 – 36
50 – 250	15 – 18	18 – 20	36 – 30
>250	>18	20 – 22	30 – 27

Tabla 2.3 Cantidad y composición de las aguas residuales y demanda de agua en viviendas particulares (por persona al día) según Pöpel

Tipo	Caudal per cápita L/(hab d)		Contaminación g/(hab d)						
	Demanda de agua	Descarga de agua	Total sólidos	Sólidos inorgánicos	Sólidos orgánicos	DBO	C _o	N	P
Comida y bebida	3	-					8	0.2	
Lavado de platos	4	4							
Lavado de ropa	20	19							
Higiene personal	10	10					7		
Ducha/tina	20	20							
Limpieza de la casa	3	3							
Inodoro heces	20	20	27	4	23		17	1.5	0.6
Inodoro orina			55	5	40		5	12.2	0.8
Total	80	78	(190)*	(80)*	(110)*	(54)*	37	13.9	(2.3)*

DBO = Demanda bioquímica de oxígeno, Co = Carbón orgánico, N = Nitrógeno, P = Fósforo.

En las zonas de producción ganadera debe considerarse el abastecimiento de agua para los animales. La demanda de agua para el ganado (sin incluir la limpieza de establos) se estima de la siguiente manera:

- Para ganado vacuno de 50 a 200 litros diario por animal
- Para becerros de 10 a 40 litros diario por animal
- Para aves de corral 0.3 litros diario por animal

Tabla 2.4 Demanda de agua para actividades domésticas, según Pöpel

Actividades	Litros por actividad y/o por vez
Lavado de platos (para una comida de 4-6 personas) manual	10-25
Lavado de platos (para una comida de 4-6 personas) con lavaplatos automático	20-45
Lavado de ropa (4kg) manual	250-300
Lavado de ropa (4kg) con lavadora	100-180
Limpieza de la casa con cubos de agua	8-10
Higiene personal lavado de manos	2-5
Higiene personal ducha rápida	40-80
Higiene personal baño en ducha	80-140
Higiene personal baño en tina pequeña	30-50
Higiene personal baño en tina grande	200-250
Higiene personal baño de niños	30-50
Inodoros con tanque alto	8-12
Inodoros con tanque integrado	12-15
Inodoros con conexión directa al sistema de abastecimiento de agua	6-14
Disposición de basura por ciclo	4-5
Lavado de automóvil con cubo de agua	20-40
Lavado de automóvil con manguera	100-200
Riego de césped, de ser necesario	5 a 10 L/m ²

2.3. CANTIDAD

La cantidad de aguas residuales que produce una comunidad está en proporción con el abastecimiento, consumo y el grado de desarrollo económico y social de la misma, ya que un mayor desarrollo conlleva un mayor y más diverso uso del agua en las actividades humanas.

Los factores que influyen en la cantidad de aguas residuales generadas son:

- Consumo de agua de abastecimiento
- Pluviometría
- Pérdidas que podrían deberse a fugas en los colectores o a que parte de las aguas consumidas no llegan a la red de alcantarillado, destinándose a otros usos como riego de jardines o usos agrícolas no extensivos
- Ganancias por vertidos a la red de alcantarillado o por intrusiones de otras aguas a la red de colectores

En la Tabla 2.5 se muestran las dotaciones de abastecimiento para los distintos rangos poblacionales.

La estimación del caudal diario del agua residual urbana que llega a una planta de tratamiento, en la mayoría de los casos, se realiza a

partir de la dotación y población servida de la forma que se describe en la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{D(P)}{1000} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

donde:

- Q = Caudal diario (m³/d)
 D = Dotación (L/d hab)
 P = Población (hab)

En la práctica entre el 60 y el 85 por ciento del agua de abastecimiento consumida se transforma en aguas residuales, las cuales se pueden emplear para el consumo de actividades particulares como el riego de zonas verdes, la existencia de fugas, el empleo en procesos productivos, etcétera. Ahora bien, en la Ecuación 2.2 el porcentaje obtenido debe aplicarse a los datos.

Los caudales que llegan a las plantas de tratamiento siguen una variación diaria que es fiel reflejo de las actividades desarrolladas en la zona. Estas variaciones suelen ser importantes, siendo similares a las de consumo de agua de abastecimiento o de energía eléctrica que, para el caso de las aguas de abastecimiento, presenta un desfase de algunas horas, sobre todo en aquellas situaciones en las que las aportaciones externas e incontroladas a la red de saneamiento son mínimas.

Tabla 2.5 Consumos urbanos (L/hab d), según los usos y tamaño de la población abastecida

Población (habitantes)	Doméstico municipales	Industrial	Servicio	Fugas en redes y varios	Total
1 000	60	5	10	25	100
1 000 - 6 000	70	30	25	25	150
6 000 - 12 000	90	50	35	25	200
12 000 - 50 000	110	70	45	25	250
50 000 - 250 000	125	100	50	25	300
> 250 000	165	150	60	25	400

Durante primeras horas del día y en la noche, cuando el consumo de agua es mínimo, también disminuyen los caudales de aguas residuales, los cuales están compuestos fundamentalmente por aguas infiltradas y pequeñas cantidades de aguas residuales domésticas. La primera punta de caudal se alcanza cuando llega a la planta de tratamiento, el agua correspondiente al consumo punta, aproximadamente a media mañana. La segunda punta de caudal suele tener lugar a últimas horas de la tarde, entre las 19:00 y 21:00 horas (ver Ilustración 2.1).

Es importante conocer los valores máximos (Q_{max}), mínimos (Q_{min}), medios (Q_{med}) y el factor de punta (Fp) de dichos caudales (para mayor información puede consultar en el libro *Datos básicos para proyectos de agua potable y alcantarillado* del MAPAS).

El caudal medio, Q_{med} (m³/h) vendrá definido por la siguiente ecuación:

$$Q_{med} = \frac{Q}{24} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

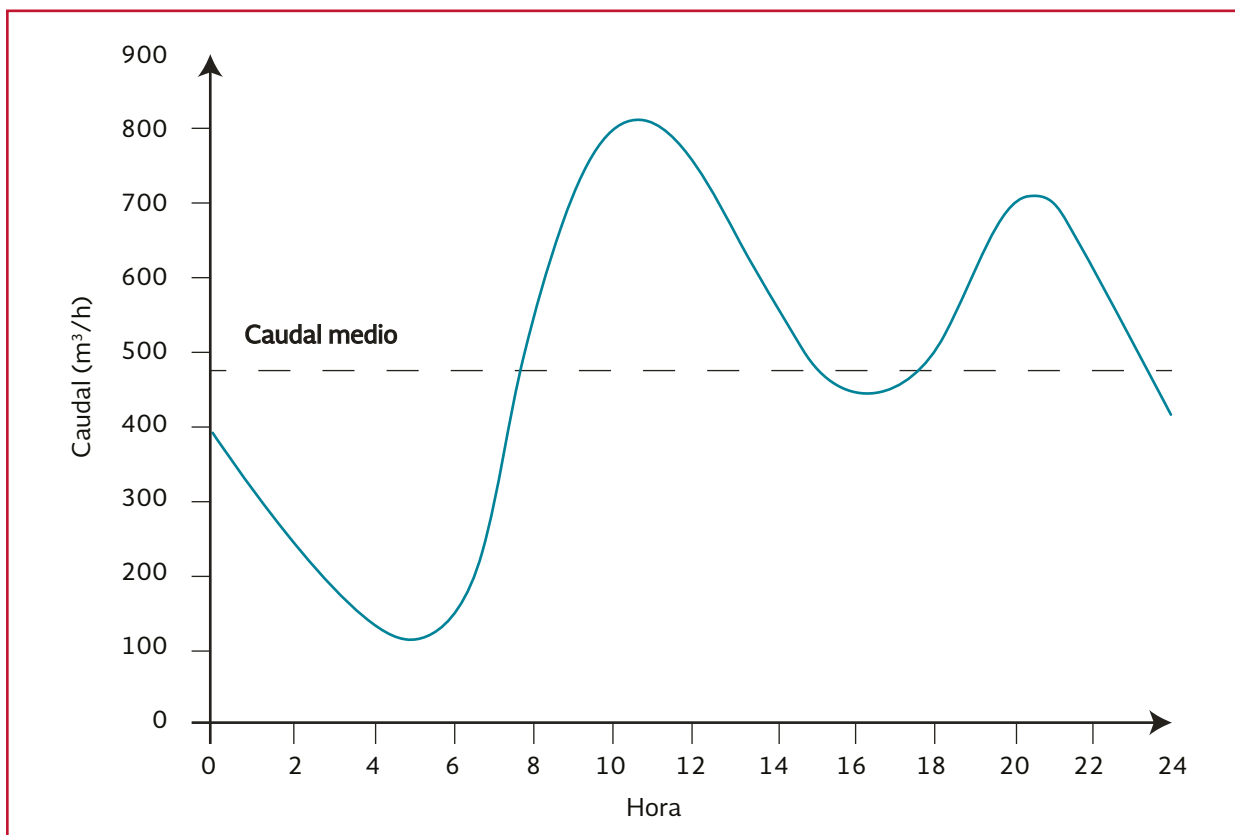
El caudal máximo se puede determinar a partir de una serie de fórmulas matemáticas de tipo empírico. La siguiente es una de las más utilizadas:

$$Q_{max} = Q_{med} \left(1.15 + \frac{2.575}{0.25 Q_{med}} \right)$$

La relación entre el caudal máximo y el medio se define como Fp , por la ecuación:

$$Fp = \frac{Q_{max}}{Q_{med}} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Ilustración 2.1 Evolución diaria tipo del caudal de agua residual urbana generada



La relación entre el caudal máximo y el medio, varía ente 1.5 y 2.5 para este tipo de aguas.

En la Ilustración 2.2 se representan los valores de F_p , en función de los distintos valores de Q_{med} .

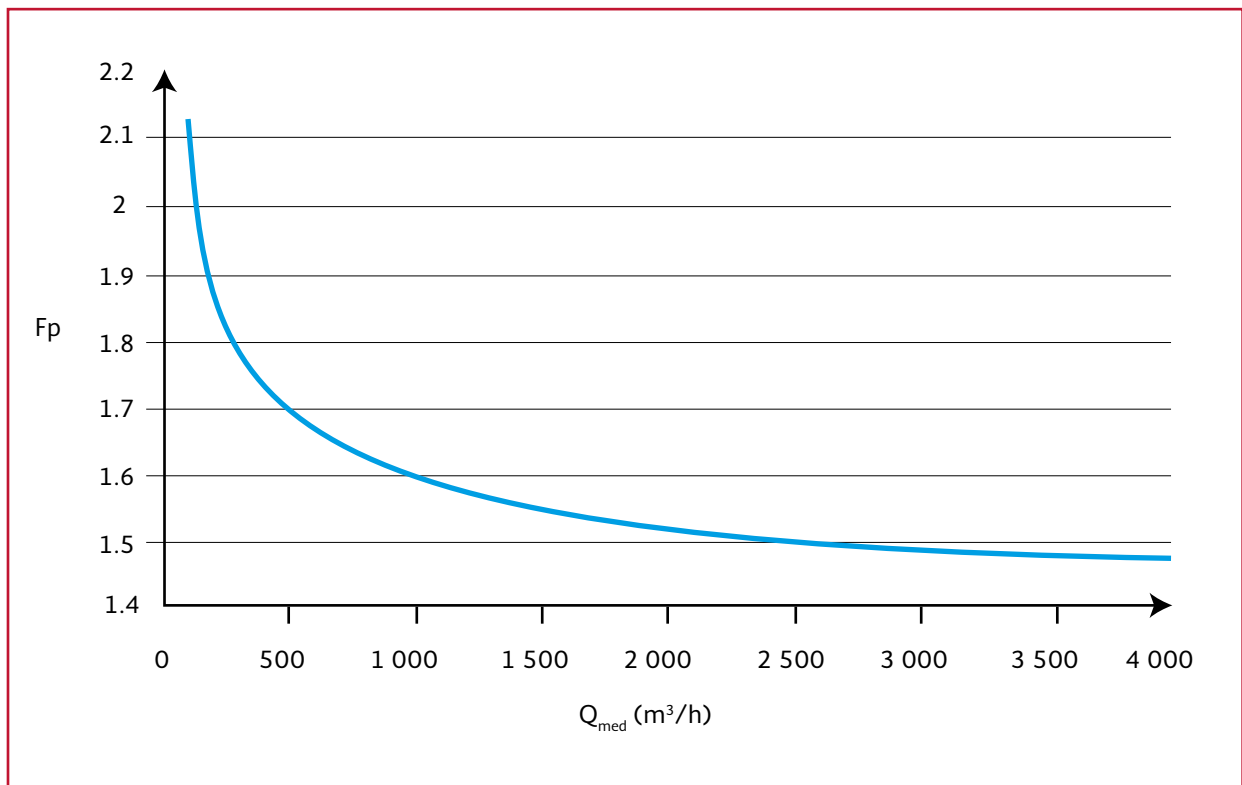
Como se aprecia en la gráfica anterior el factor de punta es máximo en las pequeñas aglomeraciones debido a que en estas áreas son extremas las diferencias entre los caudales máximos y medios, frente a las grandes poblaciones en las que la variabilidad de caudales es menos acen- tuada y se produce una generación de aguas re- siduales de manera constante a lo largo del día. (Martín *et al.*, 2006).

Es importante determinar con precisión el cau- dal o gasto de agua residual cuando son diseña- das las instalaciones de tratamiento.

Se debe tener especial cuidado en las zonas donde no haya sistema de suministro de agua potable y las casas usen pozos, por la posible infiltración del agua tratada a las fuentes de abastecimiento.

Para el cálculo del gasto de agua residual genera- da (Q), se considera la dotación de agua potable por habitante por día (D), la cual varia de 150 a 200 L/(hab d), el número de habitantes a servir (h) y el uso consuntivo o coeficiente de aporta-

Ilustración 2.2 Relación entre F_p y Q_{med}



ción (Ca), que puede variar de 0.70 a 0.80, tal como se señala en la siguiente ecuación:

$$Q = D(h)(Ca)10^{-3} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

donde:

Q	=	Gasto o caudal de agua a tratar, (m ³ /d)
D	=	Dotación de agua potable per cápita, 150 a 200 L/(hab d)
h	=	Número de personas a servir, (habitantes)
Ca	=	Coeficiente de aportación, (%)

Cabe mencionar que la dotación podría ser menor, del orden de 80 a 150 L/(hab d), para localidades del tipo rural en México. En el caso de que el número de miembros de una familia sea menor a 5 personas, el diseño del tratamiento objetivo se calcula como mínimo para 5 personas (CONAGUA, 2013).

De la Ilustración 2.3 a la Ilustración 2.5 se muestran los diferentes métodos de aforo.

2.3.1. MÉTODOS DE AFORO

Es necesario medir la cantidad de agua de las fuentes, para saber la cantidad de población para la que puede alcanzar. El aforo es la operación de medición del volumen de agua en un tiempo determinado. Esto es, el caudal que pasa por una sección de un curso de agua. El valor del caudal mínimo debe ser mayor que el consumo máximo diario con la finalidad de cubrir la demanda de agua de la población futura. Lo ideal

sería que los aforos se efectúen en las temporadas críticas de los meses de estiaje (los meses secos) y de lluvias para conocer caudales mínimos y máximos.

Existen varios métodos para determinar el caudal de agua. Los más utilizados en los proyectos, en zonas rurales, son los métodos volumétrico y de velocidad-área (Ilustración 2.3 a Ilustración 2.5). El primero es utilizado para calcular caudales hasta con un máximo de 10 L/s, mientras que el segundo para caudales mayores a 10 L/s.

2.3.2. MÉTODO VOLUMÉTRICO

El método consiste en tomar el tiempo que demora en llenarse un recipiente de volumen conocido. Posteriormente se divide el volumen (litros) entre el tiempo promedio (segundos), obteniéndose el caudal en L/segundo.

2.3.3. MÉTODO DE VELOCIDAD – ÁREA

Con este método se mide la velocidad del agua superficial que discurre de la fuente; tomando el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección uniforme (Ilustración 2.5).

Después, se toma un trecho de la corriente, se mide el área de la sección y se lanza un cuerpo que flote, aguas arriba de primer punto de control. Al paso del cuerpo por dicho punto se inicia la toma del tiempo que dura el viaje hasta el punto de control corriente abajo. El resultado de la velocidad se ajusta a un factor (0.8 a 0.9).

Ilustración 2.3 Método de aforo



Ilustración 2.4 Método de vertedero y canaletas

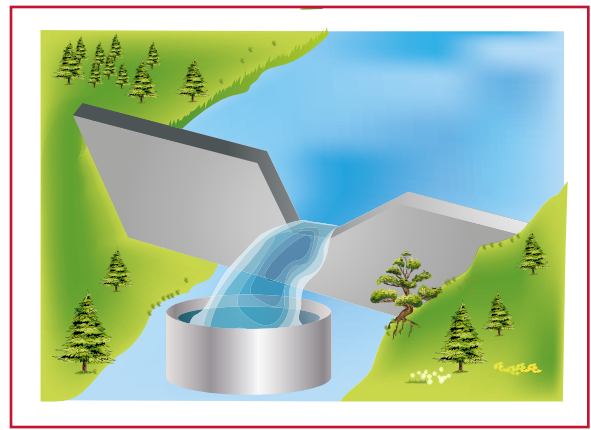


Ilustración 2.5 Método de velocidad-área



2.3.4. MÉTODO DE VERTEDERO Y CANALETAS

Aforo con vertedero es otro método de medición de caudal, útil en caudales pequeños.

El método consiste en interrumpir el caudal del agua en la canaleta, con lo cual se produce una depresión del nivel, y se mide el tamaño de

la lámina de agua y su altura. El agua cae por un vertedero durante cierto tiempo, se mide la altura de la lámina y se calcula la cantidad de agua que se vertió en ese tiempo.

2.4. CALIDAD

La calidad del agua sirve para conocer o saber qué relación guarda ésta con una actividad, o

qué uso se le pretende dar. Así se puede establecer si es de buena o mala calidad; si cumple con criterios, o mejor aún, con normas y reglamentos establecidos por los gobiernos correspondientes. Se hace uso de límites y concentraciones de parámetros establecidos que indican el momento en que una actividad es apta o no para desarrollar, por esto se establecen los límites máximos permisibles, los cuales no deben ser sobrepasados. Ahora bien, son varios los parámetros que se utilizan para determinar física, química y bacteriológicamente la calidad del agua.

A continuación se presentan los principales parámetros que se utilizan para definir la calidad del agua.

Parámetros de calidad del agua

Las aguas naturales contienen cantidades variables de otras sustancias, ya sea de manera disuelta y/o particulada, en concentraciones que fluctúan de unos cuantos miligramos por litro en agua de lluvia a cerca de 35 000 mg/L en agua de mar. Por lo general, las aguas residuales contienen la mayoría de los constituyentes del agua de abastecimiento, más las impurezas adicionales provenientes del proceso productor de desechos, (Ilustración 2.6).

Para obtener una imagen verdadera de la naturaleza de una muestra en particular es necesario cuantificar diferentes propiedades mediante un análisis que determine sus características fi-

Ilustración 2.6 Descarga de agua residual municipal



sicas, químicas, y biológicas; sin embargo, no se investigan todas de una muestra dada.

En la Tabla 2.6 se relacionan los parámetros o características que se miden con más frecuencia en los diferentes tipos de muestra según su procedencia.

2.4.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Las consideraciones para establecer a primera vista la calidad del agua se basan principalmente en las características físicas. De esta forma se desea un agua incolora, insípida e inodora. Las propiedades físicas comúnmente empleadas

para determinar la calidad del agua se describen a continuación.

a) Sólidos

Los sólidos pueden clasificarse según su tamaño y estado: sedimentables, suspendidos, coloidales o disueltos. Los sólidos disueltos totales (SDT) se deben a materiales solubles, mientras que los sólidos en suspensión (SS) son partículas discretas que se miden al filtrar una muestra a través de un papel filtro de poro fino. Los sólidos sedimentables son aquellos removidos en un procedimiento estándar de sedimentación con el uso de un cono Imhoff después de media hora

Tabla 2.6 Parámetros importantes para caracterizar el agua de diferentes muestras según su procedencia

Parámetros	Agua de río	Agua potable	Agua residual cruda	Efluente de agua residual tratada
pH	x	x	x	x
Temperatura	x	x	x	x
Color	x	x		
Turbiedad	x	x		
Sabor		x		
Olor	x	x		
Sólidos totales	x	x	x	x
Sólidos sedimentables			x	x
Sólidos suspendidos			x	x
Conductividad	x	x		
Radioactividad	x	x		
Alcalinidad	x	x	x	x
Acidez	x	x	x	x
Dureza	x	x		
OD	x	x		x
DBO	x		x	x
DQO o COT	x		x	x
Nitrógeno orgánico			x	x
Nitrógeno amoniacal	x		x	x
Nitrógeno de nitritos	x	x	x	x
Nitrógeno de nitratos	x	x	x	x
Cloruros	x			
Fosfatos	x		x	x
Detergente sintético	x		x	x
Análisis bacteriológicos	x	x	x	x

Por sus características químicas, los sólidos, se clasifican como no volátiles (sólidos fijos) y volátiles. Los últimos se volatilizan a temperaturas de 550° C, y son considerados como materiales orgánicos. En la Tabla 2.7 se muestran los diferentes tipos de sólidos

Tabla 2.7 Tipos de sólidos presentes en las aguas residuales

Sólidos	Fracción total	Fracción volátil	Fracción fija (Material inorgánico)
Totales	ST	STV	STF
Suspendidos	SST	SSV	SSF
Disueltos	SDT	SDV	SDF

Como se puede ver, si se suman la fracción volátil a la fija se obtiene el total. Por ejemplo; $STF + STV = ST$. Por otro lado, la diferencia entre los sólidos totales (ya sean ST, STV o STF) y los suspendidos (SST, SSV O SSF) es igual a los sólidos disueltos (SDT, SDV, SDF). Todos los sólidos se reportan en mg/L, excepto los sedimentables que se reportan en mL/L

b) Temperatura

La temperatura es un parámetro importante por su efecto en otras propiedades, por ejemplo, aceleración de reacciones químicas, reducción en la solubilidad de los gases, intensificación de sabores y olores.

2.4.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

Las características químicas tienden a ser más específicas que algunos de los parámetros físicos y por eso más útiles para evaluar las propiedades de una muestra (Romero, 2005).

A continuación se describen algunas características químicas importantes del agua.

a) Acidez

Es la capacidad del agua para neutralizar compuestos básicos. La mayoría de aguas naturales y el agua residual doméstica son amortiguadas por un sistema CO_2 - HCO_3^- . El ácido carbónico H_2CO_3 no se neutraliza totalmente hasta un pH de 8.2 y no disminuye el pH por debajo de 4.5. Así la acidez del CO_2 ocurre dentro de un pH de 8.2 a 4.5, la acidez mineral (casi siempre debido a desechos industriales) se presenta por debajo de un pH de 4.5. La acidez se expresa en términos de CaCO_3

b) Alcalinidad

Se le llama alcalinidad a la capacidad para neutralizar ácidos; es útil, tanto en el agua natural como en las aguas residuales, porque proporciona un amortiguamiento para resistir cambios de pH. Normalmente, se divide en alcalinidad cáustica, por encima del pH 8.2 y alcalinidad total, por encima del pH 4.5. La alcalinidad puede existir hasta un pH de 4.5 debido a que el (HCO_3^-) no se neutraliza completamente sino hasta que se alcanza este pH. La cantidad de alcalinidad presente se expresa en términos de mg/L de CaCO_3

c) Carbón orgánico total

Otra manera para determinar el contenido de materia orgánica es por medio de la técnica del carbono orgánico total (COT). En este caso se mide realmente el carbono orgánico ya sea biodegradable o no. El tiempo de determinación

es mucho menor que para la DBO y la DQO, pero requiere de equipo muy especializado y costoso

d) Demanda de oxígeno

Los compuestos orgánicos por lo regular son inestables y pueden oxidarse biológica o químicamente para obtener productos finales estables, relativamente inertes, tales como CO_2 , NH_3 , H_2O . La indicación del contenido orgánico de un desecho se obtiene de medir la cantidad o demanda de oxígeno que se requiere para su estabilización

- **Demanda bioquímica de oxígeno**
Mide la cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para descomponer la materia orgánica. En condiciones anaerobias, la cantidad de sustrato que puede ser degradado biológicamente es con frecuencia mayor que el representado por la concentración de la DBO del agua residual. Por lo que en el diseño de los procesos anaerobios, se utiliza la demanda química de oxígeno (DQO) para caracterizar la descarga orgánica de una muestra
- **Demanda química de oxígeno (DQO)**

Es la cantidad de oxígeno que se consume al oxidar la materia orgánica por medio de un oxidante fuerte (dicromato de potasio) en un medio ácido. La prueba, a diferencia de la DBO, es muy rápida pero también se oxidan compuestos inorgánicos elevando el valor de la DQO. Casi todas las sustancias orgánicas se oxidan en su totalidad

e) Detergentes (medido como Sustancias activas al azul de metileno)

Los detergentes, agentes tensoactivos o agentes superficiales activos, son compuestos constituidos por moléculas orgánicas grandes, polares solubles en agua y aceite, que tiene la propiedad de disminuir la tensión superficial de los líquidos en que se hallan disueltos. Su presencia disminuye la tensión superficial del agua y favorece la formación de espuma, aun en bajas concentraciones, cuando se acumula en la interfaz aire-agua, gracias a la presencia de proteínas, partículas sólidas finas y sales minerales disueltas. Además, inhibe la actividad biológica y disminuye la transferencia del oxígeno en los cuerpos superficiales

f) Fósforo

Es esencial para el crecimiento de microorganismos y plantas. Es de interés removerlo de las aguas residuales municipales debido a que al ser descargados a los cuerpos de agua superficiales favorecen la eutroficación. Las formas más usuales son los polifosfatos, fosfatos orgánicos y ortofosfatos, estos últimos son aptos para el metabolismo biológico

g) Grasas y aceites

Se consideran grasas y aceites a los compuestos de carbón, hidrógeno y oxígeno que flotan en el agua; recubren la superficie con la cual entran en contacto, forman una iridiscencia e interfieren con la actividad biológica debido a que son difíciles de biodegradar

h) Nitrógeno

Es un elemento importante ya que las reacciones biológicas sólo pueden efec-

tuarse en presencia de suficiente nitrógeno. Este se encuentra presente en las siguientes formas en el agua.

- Nitrógeno orgánico: presente en proteínas, aminoácidos y urea
- Nitrógeno amoniacal: nitrógeno como sales de amoníaco; por ejemplo, carbonato de amonio ($(\text{NH}_4)^2\text{CO}_3$), amoníaco libre (NH_3) o hidróxido de amonio
- Nitrógeno de nitritos (NO_2^-): una etapa intermedia de oxidación que normalmente no se presenta en grandes cantidades
- Nitrógeno de nitratos (NO_3^-): producto final de la oxidación del nitrógeno

i) Oxígeno disuelto

La determinación de OD es el fundamento del cálculo de la DBO y en general para cualquier proceso aerobio. Es importante conocer la cantidad de oxígeno que contiene el agua en un reactor biológico, ya que se debe satisfacer la demanda que ejercen los microorganismos para estabilizar la materia orgánica y que no exista un déficit, por regla general se ha establecido que al menos exista un residual de 2 mg/L. Cuando se vierten aguas residuales a un cuerpo superficial es recomendable que la concentraciones de OD este por arriba de 4 mg/L, para que no se afecte el equilibrio del cuerpo receptor

j) Plaguicidas

Los plaguicidas son compuestos usados para inhibir, matar, repeler o controlar formas de vida de insectos, animales y plantas. Dentro de este tipo de compuestos se pueden incluir a los insecticidas, algicidas, fungicidas y herbicidas,

los cuales se componen de cloro, fósforo y carbono, éstos son solubles en agua, se bio acumulan, son difíciles de biodegradar y se transmiten a través de la cadena alimenticia

k) pH

La intensidad de acidez o alcalinidad de una muestra se mide en la escala de pH, que en realidad mide la concentración de iones de hidrógeno presentes en una solución. El pH tiene una escala de 0 a 14, por lo que un valor de 7 es neutro. Por arriba de 7 es alcalino y por debajo de 7 es ácido. El pH controla muchas reacciones químicas y la actividad biológica normalmente se restringe a una escala de pH entre 6 y 8

2.4.3. CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS

Casi todos los desechos orgánicos contienen grandes cantidades de microorganismos (patógenos y no patógenos); el agua residual contiene más de 10^6 células bacterianas m/L, pero los números reales presentes regularmente no se determinan. Después del tratamiento convencional del agua residual el efluente todavía contiene una gran cantidad de microorganismos, al igual que muchas aguas superficiales naturales, los microorganismos patógenos deben eliminarse.

a) Coliformes

La denominación genérica coliformes designa a un grupo de especies bacterianas que tienen ciertas características de importancia relevante como indicadores de contaminación del agua y alimentos

- Los coliformes como indicadores
Tradicionalmente, se han conside-

rado como indicadores de contaminación fecal en el control de calidad del agua destinada al consumo humano. Esto se debe a que, en los medios acuáticos, los coliformes son más resistentes que las bacterias patógenas intestinales, y porque su origen es principalmente fecal. Por tanto, su ausencia indica que el agua es bacteriológicamente segura

Asimismo, su número en el agua es proporcional al grado de contaminación fecal; mientras más coliformes se aíslan del agua, mayor es la gravedad de la descarga de heces

- Coliformes fecales
Se define como coliformes fecales a aquellos que fermentan la lactosa a

44.5 – 45.5 °C; análisis que permite descartar a *Enterobacter*, puesto que ésta no crece a esa temperatura. Si se aplica este criterio crecerán en el medio de cultivo principalmente *Escherichia coli* (90 por ciento, Ilustración 2.7) y algunas bacterias de los géneros *Klebsiella* y *Citrobacter*. La prueba de coliformes fecales positiva indica un 90 por ciento de probabilidad de que el coliforme aislado sea *Escherichia coli*

Las coliformes son una familia de bacterias que se encuentran comúnmente en las plantas, el suelo y los animales, incluyendo a los humanos. La presencia de bacterias coliformes en el suministro de agua es

Ilustración 2.7 *Escherichia coli*



un indicio de que puede estar contaminada con aguas negras u otro tipo de desechos en descomposición. Generalmente, las bacterias coliformes se encuentran en mayor abundancia en la capa superficial del agua o en los sedimentos del fondo. Sin embargo, el aislamiento de este microorganismo no permite distinguir si la contaminación proviene de excretas humana o animal, lo cual puede ser importante, puesto que la contaminación que se desea habitualmente controlar es la de origen humano. Esto no significa menospreciar la de origen animal, especialmente dada la existencia de zoonosis, enfermedades que son comunes al hombre y animales, que también se pueden transmitir por el agua

b) Huevos de helmintos

Los helmintos o gusanos son animales invertebrados de cuerpo alargado con simetría bilateral y órganos definidos, sin extremidades, con reproducción sexual durante el estadio adulto y con un tamaño variable que oscila entre décimas de milímetro a varios metros. Éstos pueden clasificarse en dos grupos: los platelmintos o helmintos planos y los nematelmintos o helmintos redondos.

En la reproducción sexual forman huevos fértiles, que dan lugar a larvas de diversas morfologías y tamaño, algunas de las cuales pueden presentar varios estadios en uno o diversos huéspedes intermediarios hasta transformarse en adultos

Los helmintos pueden ser de vida libre o parasitaria. Algunos se hayan bien adaptados a este tipo de vida en uno o más

huéspedes. Una de las formas de diseminación de estos organismos en el medio ambiente, es en su estadio de huevo, en este estado se han encontrado en grandes cantidades en las aguas residuales, provenientes de las excretas de individuos enfermos o portadores

2.5. CONTAMINACIÓN DEL AGUA Y SU CONTROL

En los países desarrollados las enfermedades hídricas son raras, lo que se debe esencialmente a la presencia de sistemas eficientes de abastecimiento de agua y de tratamiento del agua residual. Sin embargo, en los países en vías de desarrollo cerca de 2000 millones de personas, no cuentan con abastecimiento de agua segura y saneamiento adecuado. Como resultado, las enfermedades hídricas en éstos alcanzan cifras alarmantes.

Actualmente, hay una gran preocupación por los posibles riesgos para la salud que pueden surgir a largo plazo por la presencia de pequeñas concentraciones de impurezas en el agua para beber, en especial de compuestos potencialmente cancerígenos. También existen varios contaminantes, de origen natural o producidos por el hombre, que tienen efectos conocidos en la salud de quienes los consumen. Por tanto, es muy importante que se conozca la relación que existe entre la calidad del agua y la salud.

2.5.1. FUENTES Y TIPOS DE CONTAMINANTES

Es importante destacar que la contaminación es producto de las actividades diarias de los seres humanos, la cual se generan a partir del empleo

y procesamiento de los recursos naturales para generar energía y bienes de consumo. Durante su proceso se genera una gran diversidad de desechos, en donde algunos pueden ser reutilizados o reusados, pero, una parte importante de éstos son sustancias contaminantes que van directamente al agua, aire y suelo. La consecuencia es que provoca un efecto directo en los ciclos de vida tanto del medio ambiente como del propio ser humano (Ilustración 2.8).

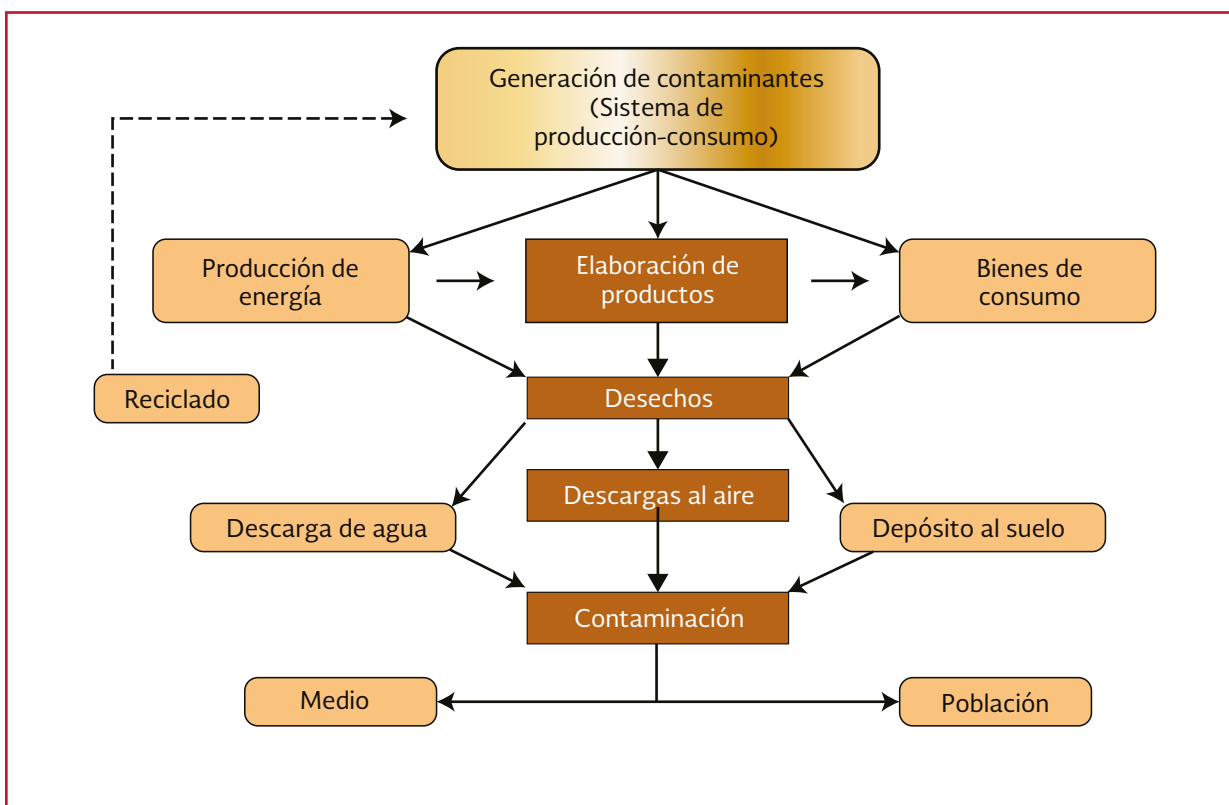
En zonas rurales y algunas periurbanas se dedican a la ganadería y a la agricultura, por consiguiente se produce una contaminación por excrementos y orines del ganado; otra, por el uso inadecuado de fertilizantes e insecticidas químicos en sus cultivos. También la construcción de fosas sépticas para evacuar las aguas residuales genera contaminación, ya que no se les

da el mantenimiento debido, y en otros casos se puede llegar a dar el fecalismo al aire libre.

Por los usos y costumbres de este tipo de localidades, los contaminantes pueden variar desde sedimentos naturales hasta los desechos tóxicos creados por los humanos. Diferentes contaminantes producen problemas diferentes, pero todos son difíciles de controlar. Una vez que los contaminantes entran a un río o lago, se esparcen rápidamente a través de toda la cuenca.

Los químicos utilizados para la agricultura son una causa importante de la contaminación del agua. Los fertilizantes y pesticidas se aplican sobre el suelo para promover y maximizar el crecimiento de los cultivos, pero éstos pueden entrar al agua filtrándose a través del suelo, con lo cual contaminan la capa freática o pueden

Ilustración 2.8 Generación de contaminantes



ser empujados hacia las cuencas por las lluvias. Los fertilizantes pueden ser químicos que se rociaban sobre los cultivos, pero también se utiliza estiércol. Ambos contienen nitratos y fosfatos, los cuales promoverán el crecimiento de plantas acuáticas, incluyendo las algas. Los brotes de algas pueden ser devastadores para un lago o estanque. Las algas consumen oxígeno y evitan que la luz solar penetre en el agua. La muerte de peces es un resultado común del crecimiento excesivo de algas.

Los sedimentos, como la arena y el limo, son contaminantes comunes que no son de origen químico; también pueden entrar en la corriente de agua de muchas maneras, como la erosión en los bancos cercanos u orillas de los ríos. La tasa de erosión puede ser aumentada por los humanos o animales que escarban o alteran la tierra. Los sedimentos también pueden entrar a las cuencas por el clima severo. Las lluvias fuertes erosionan las costas y las inundaciones traen sedimentos de otros lugares, mientras que las sequías también pueden contribuir ya que la tierra seca y árida es muy susceptible a la erosión del viento. Otros sedimentos son un resultado de la construcción, deforestación y el polvo de los caminos. La lluvia quita los materiales de los caminos y los lleva a las cuencas. Los sedimentos lentamente llenarán el fondo del cuerpo de agua, lo cual altera a los organismos en el agua haciéndola inhabitable. Los materiales orgánicos que entran al agua, como hojas, corteza de árboles y pasto, comenzarán a descomponerse, debido a este proceso se consume el oxígeno, lo que mata a los peces.

La contaminación del desagüe es un resultado directo de las actividades humanas. Las aguas residuales a menudo se vierten directamente

en lagos, ríos o en el océano. Estos desechos no siempre son tratados primero. Las aguas negras sin tratar crean un peligro para la salud de todos los organismos cercanos. Ocurren brotes de bacterias, como la *E. Coli* que pueden causar enfermedades graves.

Todas las aguas naturales contienen varios contaminantes que provienen de la erosión, la lixiviación y los procesos de degradación a la intemperie.

A esta contaminación natural se agrega aquella causada por las aguas residuales de origen doméstico o industrial, las cuales, por lo común, se eliminan descargándolas, ya sea en el mar, en estratos subterráneos o en aguas superficiales.

Cualquier cuerpo de agua es capaz de asimilar cierta cantidad de contaminantes, sin mostrar efectos serios, debido a los factores de dilución y auto-purificación que están presentes. Si hay contaminación adicional, se altera la naturaleza del cuerpo de agua receptor y deja de ser adecuado para sus diferentes usos.

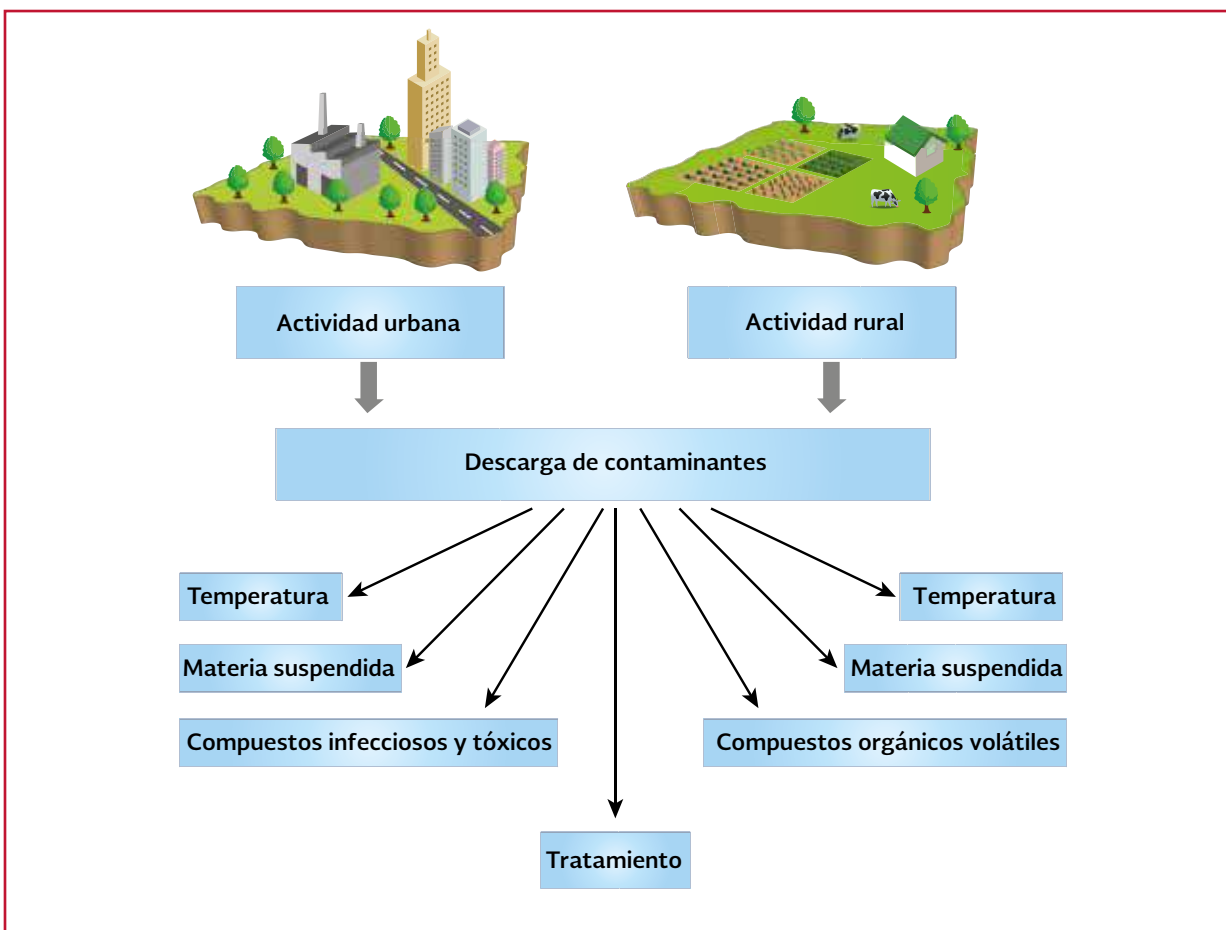
Por lo anterior, es importante conocer los efectos de la contaminación, así como las medidas de control disponibles para el manejo eficiente de los recursos hidráulicos.

Los contaminantes que afectan la calidad del agua se pueden clasificar de la siguiente forma (ver Ilustración 2.9).

a) Compuestos infecciosos y tóxicos

Se pueden encontrar una amplia variedad de sustancias que han demostrado tener impacto negativo en el ser humano

Ilustración 2.9 Clasificación de contaminantes



al estar presentes en el agua potable, a la cual utilizan como vehículo de transporte. Las bacterias son las representativas de los compuestos infecciosos

A estos compuestos se les puede relacionar con las grandes epidemias, también se encuentran los virus, protozoarios, helmintos, gusanos y otros organismos patógenos. El arsénico, plomo, mercurio, cadmio, cromo, otros metales en su mayoría pesados y algunos compuestos orgánicos pueden provenir de operaciones de acabado y cromado de metales, al igual que los repelentes de polilla utilizados en la manufactura de textiles, herbicidas y plaguicidas, etc. El efecto que causan en el ser humano es tan pe-

ligroso que pueden llegar a modificar el material genético en las células de los seres vivos

b) Materiales orgánicos

Algunos compuestos orgánicos son utilizados por los microorganismos como fuentes de energía y crecimiento. El proceso metabólico en estas transformaciones causa el rompimiento de los compuestos orgánicos, generando estructuras más sencillas y residuos. De esta forma, las reacciones bioquímicas llevadas a cabo emplean el oxígeno disuelto (OD) en el agua, limitando la disponibilidad de éste en la corriente

El valor de la DBO depende del tipo y cantidad de compuestos orgánicos pre-

sentes, número y tipo de organismos en el agua, temperatura, pH, presencia de nutrientes y elementos traza necesarios para el crecimiento. La presencia en exceso de organismos o materiales puede causar el agotamiento del OD o, y la muerte de los organismos superiores (peces). Además, la ausencia de OD afecta el crecimiento de los microorganismos aerobios y favorece el predominio de los organismos anaerobios que generan subproductos causantes de olores desagradables

La reducción del OD en la corrientes de agua ha recibido especial atención en los estándares de calidad, por esta razón la prueba de la DBO es una medida para evaluar las características de las descargas de aguas residuales; este método es práctico y directo para medir el oxígeno consumido por los organismos durante la estabilización bioquímica de la materia orgánica

Otro tipo de sustancias que entorpece la transferencia de oxígeno a través de la interfase aire-agua son las grasas y aceites, ya que forman películas que no permiten el paso del oxígeno

c) Compuestos orgánicos volátiles

Algunos compuestos no se descomponen a través de la acción biológica, por lo que pueden permanecer durante largos o indefinidos periodos. Se ha encontrado que los plaguicidas y los hidrocarburos clorados, que son resistentes al ataque bioquímico, pueden generar problemas crónicos o agudos en la salud

d) Nutrientes

Los microorganismos requieren de elementos que son necesarios para su crecimiento y reproducción. Estos elemen-

tos incluyen carbón (C), oxígeno (O), hidrógeno (H), nitrógeno (N), fósforo (P), azufre (S) y algunos otros, presentes en cantidades traza, cuando alguno de ellos no existe, el crecimiento y reproducción se afectan

Un exceso de N y P debido a descargas residuales sin tratar pueden causar problemas de eutrofización en cuerpos de agua, ya que favorecen el crecimiento excesivo de algas y malezas acuáticas

e) Sólidos

Los sólidos tienen un tamaño de partícula mayor que las moléculas disueltas y los iones, dividiéndose en partículas suspendidas y coloidales. Los sólidos presentan efectos desagradables en la calidad del agua. Por ejemplo, el incremento de la turbiedad restringe los usos que se pueden obtener del agua tratada. Además, las partículas interfieren con la penetración de la luz, lo que causa un impacto considerable a los organismos acuáticos que dependen de ella para crecer y reproducirse. Por lo que tienen una gran influencia sobre el balance ecológico de los cuerpos de agua

Los sólidos están presentes en las corrientes y lagos debido a que son arrastrados en el agua superficial de campos de cultivo y áreas urbanas, o por la descarga de residuos industriales o municipales. Por ejemplo, los compuestos de hierro presentes en los efluentes de las fábricas de acero o minas de carbón abandonadas reaccionan con la alcalinidad y el oxígeno presentes en la corriente. Esto ocasiona precipitados que impactan en diferente forma el estado natural de la corriente

Por otro lado, los sólidos pueden estar formados por suspendidos y sedimentables, los cuales sedimentan en el fondo de los ríos, lagos, lagunas, o estanques creados con ese fin. Cuando los sólidos sedimentados contienen gran cantidad de materia orgánica su descomposición crea problemas de olor, pero el efecto más importante es la reducción de la capacidad de los cuerpos de agua debido a la sedimentación, provocando así la destrucción de la vida acuática

f) Temperatura

La temperatura es el principal ejemplo de la complejidad del agua, ya que puede ser dañina o benéfica dependiendo de las circunstancias. El mayor impacto del incremento de la temperatura en las corrientes, es que abate el valor de la fuente para sus usos posteriores. Asimismo, intensifica los problemas de sabor y olor en el agua potable

El valor de la DBO se incrementa sustancialmente con el aumento en la temperatura, por las siguientes razones:

- La rapidez de la reacción bioquímica en la corriente se acelera con el incremento de la temperatura, lo cual reduce el OD disponible del sistema
- Las altas temperaturas abaten el reabastecimiento del oxígeno consumido en las reacciones. Al aumentar la temperatura se acelera la muerte de algunas especies

2.5.1.1. Descarga de aguas residuales

En las corrientes de agua en estado natural, existe un equilibrio entre la vida vegetal y animal, mediante una gran interacción entre las diversas formas de vida que aseguran el proceso

de autodepuración. Las aguas de buena calidad se caracterizan por una gran diversidad de especies sin predominio de unas o de otras. La materia orgánica vertida a un cauce es descompuesta por bacterias a nitrógeno amoniacal, nitratos, sulfatos, bióxido de carbono, etcétera, los cuales son utilizados por plantas y algas para producir carbohidratos y oxígeno. Las especies vegetales sirven de alimento a animales microscópicos (como los rotíferos), y a su vez, sirven de alimentos a crustáceos, insectos, gusanos y peces. Algunos animales se alimentan de los residuos producidos por otros, con esto ayudan a la degradación bacteriana.

Si la concentración de materia orgánica vertida es grande, el crecimiento bacteriano será muy alto con una disminución del OD, lo cual afecta el equilibrio antes mencionado. Como se dijo, los efluentes líquidos son eliminados mediante su vertido a aguas superficiales, tanto directamente como a terrenos que drenan a las mismas corrientes de agua; por descarga en aguas subterráneas, de forma directa mediante inyección en pozos profundos o indirecta por percolación, o por evaporación a la atmósfera. Cualquiera que sea la forma de eliminación final utilizada, los efluentes deben tratarse previamente hasta por lo menos, un nivel equivalente al del tratamiento secundario, de manera que se cumpla con la legislación vigente y no altere negativamente el ecosistema donde se descarga.

Esto puede ser conocido como el ciclo del agua en poblaciones, que se muestra en la Ilustración 2.10 y la Ilustración 2.11.

Cuando la descarga de agua residual se realiza en un cuerpo de agua, pueden presentarse los siguientes fenómenos: dilución, dispersión, sedimentación y desinfección.

Ilustración 2.10 Ciclo de autodepuración (Hermanowickz y Asano, 1999)

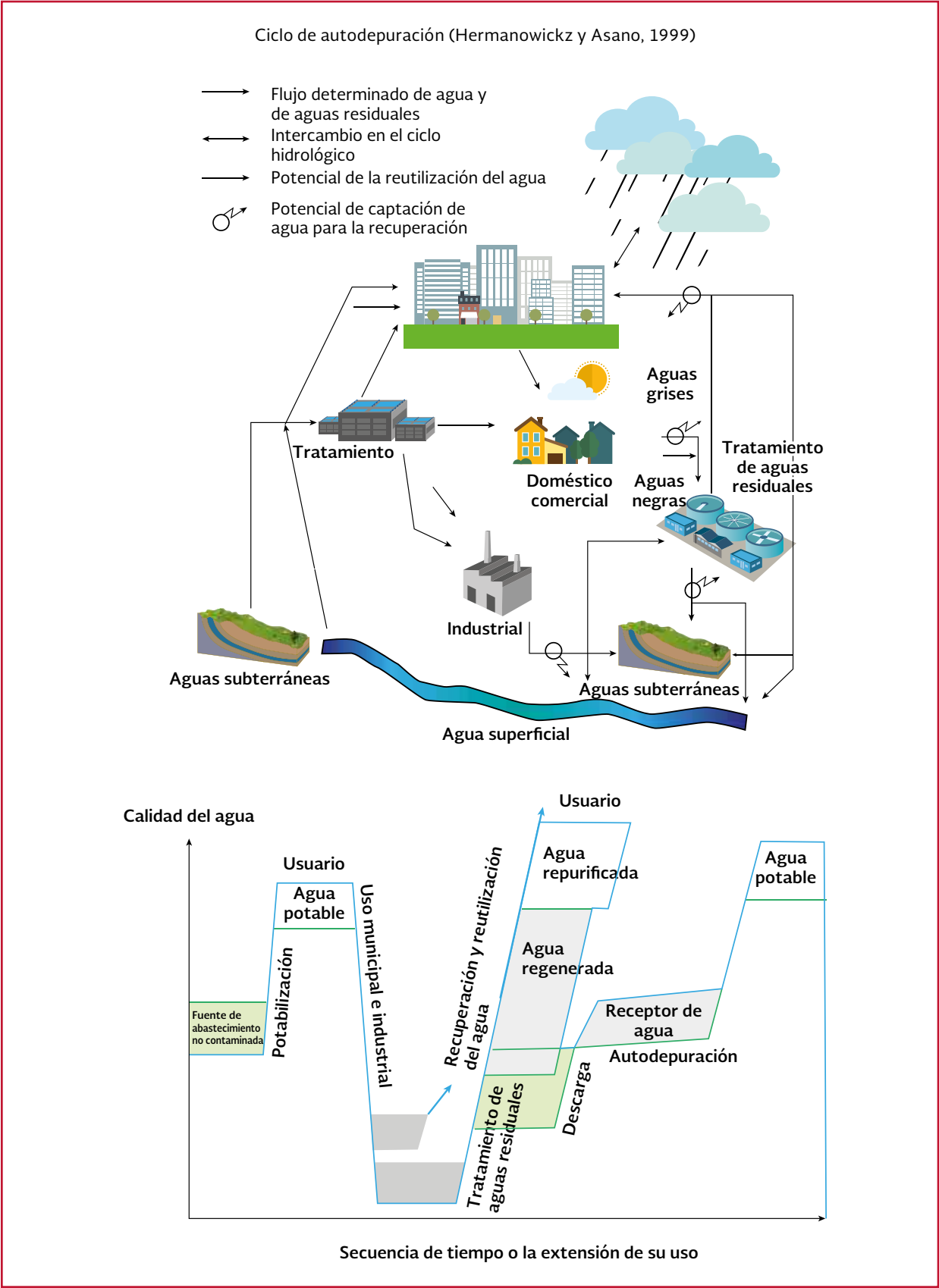
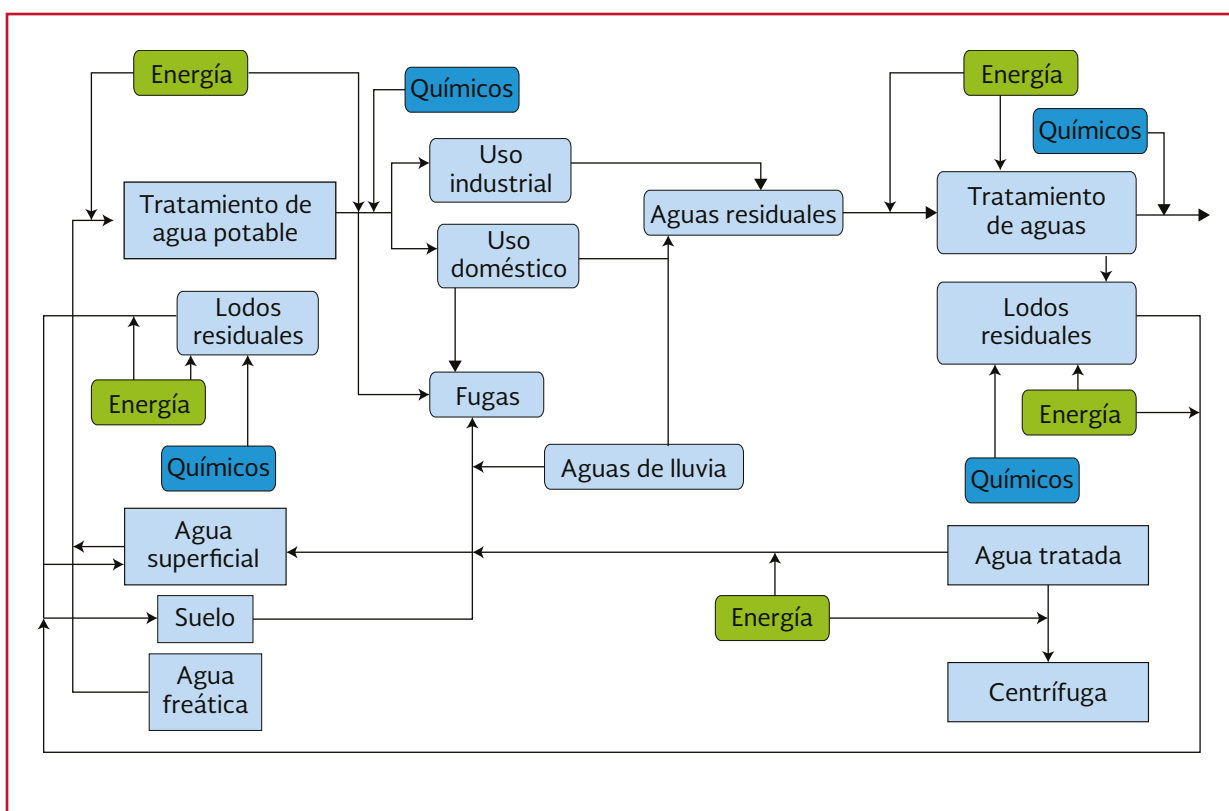


Ilustración 2.11 Ciclo del agua en poblaciones



a) Dilución

La dilución con un gran volumen de agua que contenga una cantidad importante de OD, ayuda a reducir la posibilidad de efectos contaminantes. Por el contrario, los efluentes vertidos a corrientes de agua de poco caudal, necesitan de tratamiento intensivo, si se quiere cumplir con las normas de calidad del agua

b) Dispersión

Las corrientes colaboran en la dispersión del agua residual en el agua, lo que disminuye la posibilidad de crear zonas con altas concentraciones de contaminantes. La existencia de remolinos y retrocesos de las aguas pueden dar lugar a la sedimentación de los sólidos suspendidos, lo que provoca la formación de bancos de lodo y la producción de malos olores. Las corrientes rápidas favorecen la aeración,

a la vez que reduce el tiempo de recuperación, pero puede aumentar la longitud del tramo de la corriente afectado por el vertido

c) Sedimentación

Los sólidos suspendidos y los sedimentables elevan la demanda de oxígeno, estos pueden ser eliminados por sedimentación si la velocidad de la corriente es menor que la de arrastre de las partículas. Tal eliminación mejora la calidad del agua después de la zona de sedimentación, pero es perjudicial en el punto donde los sólidos se acumulan

d) Desinfección

La luz solar actúa como desinfectante y estimula el crecimiento de las algas, las cuales producen oxígeno durante el día, pero lo consumen durante la noche. Las aguas que contienen grandes desarrollos

de algas, pueden llegar a sobre-saturarse de OD durante las horas de sol y tornarse anaerobias durante la noche

2.5.2. CRITERIOS PARA EL CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN DEL AGUA

Debido a la necesidad de conciliar las diferentes demandas de los recursos hidráulicos, la mayoría de los países tienen leyes para controlar la contaminación, conservación y, tal vez mejorar, la calidad del agua. En este contexto es útil citar la definición de la Comunidad Económica Europea (CEE): “La contaminación del agua es la descarga efectuada por el hombre de sustancias diversas al medio ambiente acuático, que pone en riesgo la salud humana, daña los recursos vivos y los ecosistemas acuáticos, impide su uso para fines recreativos o interfiere otros usos legítimos del agua”. En resumen para que una descarga se denomine contaminante debe haber evidencia de deterioro o daño.

Cuando se establecen métodos para el control de la contaminación del agua, los patrones se pueden basar ya sea en calidad del agua requerida por el cuerpo receptor (enfoque de objetivos de calidad del cuerpo receptor) o bien pueden aplicarse directamente al afluente, sin referencia a la calidad del agua del cuerpo receptor (enfoque de patrones de emisión).

El método de objetivos de calidad resulta lógico, pero puede ser causa de problemas cuando se agrega una nueva descarga al sistema. Esto se debe a que todos los niveles de descarga existentes, han de revisarse río abajo, además de la nueva descarga, con lo cual se puede encontrar un estándar de calidad muy alto. No obstante,

podría ser desigual el grado de tratamiento requerido para aguas residuales similares, que se descargan en diferentes tramos de un mismo río. Un efluente aguas abajo podría requerir más tratamiento debido a que el agua de dilución sería de una calidad inferior como resultado de la descarga aguas arriba.

Desde el punto de vista administrativo, el concepto de patrones de emisión es conveniente en el sentido que el estándar se aplica a todas las descargas similares, pero tiene la desventaja de no tomar en cuenta las características de autodepuración del agua receptora, ni de su uso aguas abajo. El agua de los tramos altos de los ríos es de buena calidad, apenas existen vertidos y su capacidad de autodepuración es alta, por sus aguas rápidas y oxigenadas. Por el contrario, la calidad de la misma agua en los tramos bajos es mucho menor; presenta mayor cantidad de vertidos, tanto urbanos como industriales. La capacidad de autodepuración es menor debido a la lentitud y poca oxigenación de las aguas, así como al exceso de contaminantes.

El compromiso de adoptar patrones de emisión basados en el uso del agua receptora, tiene el mérito de ser más fácil de implantar que los patrones para agua receptora. Aunque no asegura, por sí mismo, la conservación de la calidad del agua en condiciones cambiantes de descarga del efluente.

Un esquema de cobro por vertido alienta a los usuarios industriales a tomar acciones para reducir el volumen y la concentración del agua residual por medio de un mejor control de los procesos y, si es posible, una modificación de los mismos. Si los desechos industriales se descargan al sistema de drenaje principal, es

importante asegurarse que el agua residual no contenga material que dañe el alcantarillado, a los trabajadores del drenaje o a los procesos de tratamiento de agua residual. Por esto en algunos casos puede ser necesario dar un pre-tratamiento en la industria antes de hacer una descarga al alcantarillado, cumpliendo con lo indicado en la NOM-002-SEMARNAT-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

Consideraciones similares a las descritas se aplican para el control de la contaminación del agua subterránea, aunque aquí, debido a la dificultad de rectificar el daño causado al acuífero, se prefiere el empleo de factores de seguridad mayores que los usados para la descarga en agua superficial.

En el caso de las aguas subterráneas, la degradación proviene de infiltraciones a través del terreno. Por lo tanto, se debe tener cuidado especial para proteger acuíferos importantes y, en algunos casos, la eliminación subterránea de los desechos líquidos y los tiraderos de desechos sólidos con problemas de lixiviación, este último sólo se permite, en caso de saber que el acuífero está completamente aislado de la fuente potencial de contaminación.

En el caso de aguas de mar, las descargas se pueden reglamentar de acuerdo a los parámetros normales físicos y químicos que se usan

para las descargas tierras adentro, con ajustes adecuados que tomen en cuenta la dilución disponible. Así, en situaciones con una dilución adecuada, la descarga de agua residual con desechos cribados o triturados puede ser aceptable.

Cuando la principal preocupación está en relación con playas, banco de moluscos, arrecifes, etcétera, es probable que los efectos bacteriológicos de la contaminación por agua residual sean más significativos.

Las zonas costeras con playa, donde se favorece el desarrollo turístico, la regulación de las actividades que puedan alterar la calidad de las aguas marinas, se vuelve una prioridad para muchos países (Organización Mundial de la Salud, 2003).

De acuerdo con los requisitos y especificaciones de sustentabilidad de playas (NMX-AA-120-SC-FI- 2006: ver anexo), la presencia bacteriológica del agua de mar, lagunas costeras y estuarios se mide en función del número más probable de enterococos presentes en una muestra de 100 ml de agua de mar (NPM/100 ml). Estos organismos están relacionados directamente con enfermedades del tracto digestivo de los mamíferos, entre otras, y pueden afectar a la salud de los usuarios de las playas contaminadas con estos patógenos. Según la Norma Mexicana NMX-AA-120-SC-FI-2006, la cual establece los requisitos y especificaciones de sustentabilidad de calidad de playas.



3

TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL DESDE UNA CASA A UNA COMUNIDAD DE 2 500 HABITANTES

En este capítulo se presentan tecnologías para el tratamiento del agua residual de tipo municipal a una escala pequeña, de una casa a una comunidad de 2 500 habitantes. También se explican las tecnologías consideradas adecuadas para las pequeñas comunidades: lagunas de estabilización, humedales artificiales, biofiltros sobre materiales filtrantes orgánicos, biodigestores anaerobios.

3.1. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

3.1.1. ASPECTOS GENERALES

3.1.1.1. Introducción y perspectiva histórica

La construcción de la primera laguna en Estados Unidos que se tienen registrada fue en 1901, en la ciudad de San Antonio, Texas, con una extensión de 275 hectáreas y una profundidad de aproximadamente 1.4 metros. Siguiendo este experimento exitoso, otras ciudades en Texas, California, Dakota del Norte y otras partes de Estados Unidos usaron lagunas como medios de tratamiento de aguas residuales (Gloyne, 1971). A partir de 1920 se presenta un gran desarrollo de lagunas (Estados Unidos, Canadá, Australia,

Nueva Zelanda, entre otros). Sin embargo, no es hasta 1950 cuando se realizaron diversos estudios sobre las instalaciones existentes que se obtuvo un mejor conocimiento de su funcionamiento, lo cual permitió desarrollar distintos métodos para un correcto dimensionamiento.

En México las lagunas de estabilización son el proceso de tratamiento más utilizado, de acuerdo con los datos del inventario nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales (CONAGUA, 2013) con 732 sistemas de lagunas, lo cual representa el 31.2 por ciento del total de plantas instaladas para el tratamiento de aguas residuales.

La idea de emplear lagunas de estabilización como tratamiento descentralizado posibilita un mejor manejo de las aguas residuales, a diferencia de los grandes sistemas de tratamiento centralizados. Esto se debe a que el caudal es menor, lo cual propicia un mejor control de las operaciones y procesos de tratamiento. Mientras que las posibilidades de fallos técnicos o de operación disminuyen, y con ello se minimiza la posibilidad de accidentes. El costo de inversión para la construcción del sistema de alcantarillado es menor, y el mantenimiento del sistema de tratamiento es más económico (Hernández, 2007).

3.1.1.2. Zonas rurales, periurbanas y desarrollos ecoturísticos

El objetivo que se persigue con el uso de lagunas de estabilización como sistemas descentralizados es tratar el agua residual en el sitio, en zonas periurbanas y pequeñas comunidades con o sin sistemas de alcantarillado.

Se ha demostrado que el tratamiento de aguas residuales domésticas mediante lagunas de estabilización, constituye una alternativa sostenible para el saneamiento en pequeñas comunidades tanto rurales como urbanas (Hernández, 2007).

La mayoría de las zonas periurbanas, en particular las habitadas por las comunidades más pobres, no tienen acceso a servicios de abastecimiento de agua y de saneamiento adecuados; inclusive si existen instalaciones de saneamiento y drenaje, se carece de un sistema integral para la recolección y disposición de aguas residuales (Parkinson & Tayler, 2003). Ante la problemática de conexión de las comunidades rurales a la red de alcantarillado centralizada, se puede encontrar una alternativa en la construcción de pequeños sistemas descentralizados (lagunas de estabilización) (Paruch *et al.*, 2011). Como resultado, se minimizan los riesgos a la salud, el consumo de energía, los costos de inversión y operación, y la degradación del ambiente local, produciendo un efluente de calidad. Además se tiene la ventaja de que la operación de las lagunas de estabilización es sencilla (Hernández, 2007). Generalmente, las lagunas son útiles en comunidades rurales con disponibilidad de terreno.

Las lagunas de estabilización de aguas residuales son muy utilizadas por las pequeñas comunidades rurales, aunque, en climas más cálidos (el Medio Oriente, África, Asia y América Latina) las lagunas son de uso común para las grandes poblaciones (El-Deeb *et al.*, 2008).

3.1.1.3. Clasificación

De acuerdo con Yáñez (1993) las lagunas de estabilización se clasifican de la siguiente manera:

- Con respecto a su arreglo: en serie o en paralelo
- Con base al contenido de oxígeno: aerobias, anaerobias y facultativas
- Si el oxígeno es suministrado con aireación mecánica, se les conoce como lagunas aireadas

Cuando las lagunas reciben el agua residual sin un tratamiento alterno previo, se les conoce como lagunas de descarga directa o primarias. Cuando reciben el efluente de un tratamiento primario previo, se les conoce como lagunas secundarias, lo que las convierte en una continuación dentro de un tren de tratamiento, con el objeto de mejorar el efluente de otros sistemas.

Con respecto al tipo de operación se clasifican como lagunas intermitentes o de flujo continuo (JDAAF, 1988). Cuando las lagunas son utilizadas como reservorios de agua tratada, se les denomina lagunas de almacenamiento.

La clasificación más frecuentemente utilizada incluye los siguientes tres tipos de lagunas:

anaerobia, facultativa y de maduración, que corresponden a procesos de tratamiento que no requieren de equipos electromecánicos para su funcionamiento.

Para complementar la información existente en este capítulo se recomienda consultar el libro, de la serie MAPAS, *Operación y mantenimiento de plantas de tratamiento de aguas residuales: Lagunas de estabilización*.

3.1.1.4. Aplicaciones

Las lagunas son usadas para tratar una variedad de aguas residuales, desde domésticas a complejos efluentes industriales (EPA, 2011). A continuación se especifican los diversos usos.

- Aguas municipales
- Aguas residuales de procesos agroindustriales como mataderos, fábricas de conservas de alimentos y lácteos (Mara, 2003)
- Vertimientos industriales fácilmente biodegradables (industrias de frutas) (Rolim, 1990)

Crites (1992) menciona que la tecnología de lagunas se usa principalmente para comunidades rurales. No obstante, las lagunas aireadas y las facultativas son frecuentemente usadas para

comunidades medianas, con el objeto de reducir el área de tratamiento, aunque se requiere de suministrar el oxígeno requerido para biodegradar la materia orgánica mediante equipos que demandan energía eléctrica.

Las lagunas anaerobias deben ser situadas fuera de zonas pobladas, debido a su potencial de producción de olores (Crites & Tchobanoglous, 1998). Ciertamente este tipo de lagunas presentan un fuerte riesgo de generación de mal olor, mas las lagunas facultativas también presentan este riesgo cuando su capacidad de diseño ha sido rebasada.

3.1.2. DISEÑO

3.1.2.1. Criterios de diseño

En la Tabla 3.1 se muestran los parámetros a considerar para el diseño de las lagunas de estabilización.

3.1.2.2. Dimensionamiento del sistema (ejercicio de diseño)

Se diseña un sistema de lagunas de estabilización para el tratamiento del agua residual de una comunidad de dos mil habitantes, con una aportación de 128 L/(hab d) o 2.963 L/segundo,

Tabla 3.1 Criterios de diseño de diversos tipos de lagunas de estabilización (Conagua, 2007, Mara y Pearson 1998*)

Laguna	Tiempo de retención hidráulica (d)	Carga orgánica		Profundidad (m)	% remoción DBO	Relación* L:W
		Superficial (kg DBO/ha d)	Volumétrica g/(m ³ d)			
Anaerobia	1-5	280 - 4 500	100-400	2-5	60-70	2 - 3 a 1
Facultativa	5-30	40 - 200**	-	1.5-2	80-90	Hasta 10 - 1
Pulimento (maduración)	5-20	17	-	<1.5	-	Hasta 10 -1

**Valores empleados de climas subtropicales, tropicales y templados

una DBO de 450 mg/L, CF de 1.0E+07 NMP (100 mL/L) y una temperatura de 12 °C. El sistema debe cumplir con la NOM-001-SEMAR-NAT-1996 para reutilización en riego agrícola (B), el cual requiere 75 mg/L DBO y 1 000 NMP/(100 mL) de CF.

En el ejercicio de diseño se incluye una laguna anaerobia como parte del tren del tratamiento, con el fin de presentar el dimensionamiento total del sistema. Sin embargo, en aquellos casos donde el tren de tratamiento debe colocarse cerca del área ubicada o área habilitada, se podría usar un reactor anaerobio de flujo ascendente, debido a la facilidad y economía en la operación, cuyo procedimiento de diseño se puede consultar en el libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Reactores anaerobios de flujo ascendente*. (Ilustración 3.1).

Los pasos para el diseño del sistema de tratamiento mediante lagunas de estabilización son:

- a) Conocer el caudal, la temperatura del mes más frío y las concentraciones de los contaminantes en el afluente
- b) Determinar el objetivo de tratamiento (norma a cumplir)
- c) Diseño de la laguna anaerobia:
 - Cálculo de la carga volumétrica

- Cálculo del volumen
- Cálculo del TRH
- Cálculo del área superficial, largo y ancho
- Determinación de la remoción de DBO
- Determinación del caudal de salida

d) Diseño de la laguna facultativa:

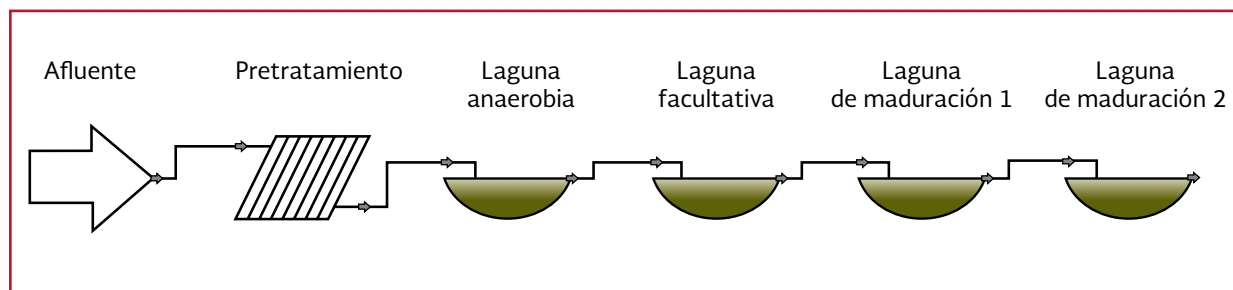
- Cálculo de la carga superficial y carga orgánica
- Cálculo del área superficial, largo, ancho
- Cálculo del volumen
- Cálculo del TRH
- Determinación de la remoción de CF y DBO
- Determinación del caudal de salida

e) Diseño de las lagunas de maduración:

- Cálculo del volumen
- Cálculo del área superficial, largo y ancho
- Determinación de la remoción de CF y DBO
- Determinación del caudal de salida

En el caso de las unidades de maduración pueden consistir en una o más (Yáñez, 1993).

Ilustración 3.1 Diagrama de flujo del proceso a diseñar



3.1.2.3. Laguna anaerobia

Carga orgánica volumétrica

De acuerdo con la Tabla 3.2, la temperatura de diseño para el ejercicio es de 12 ° centígrados.

Tabla 3.2 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles y porcentajes de remoción de DBO en lagunas anaerobias a diferentes temperaturas (Mara y Pearson, 1998)

T (°C)	Carga volumétrica (g/m³ d)	Remoción DBO (%)
<10	100	40
10-20	20T-100	2T+20
20-25	10T-100	2T+20
>25	300	60

T= Temperatura del aire en el mes más frío (°C).

Para una temperatura de 10 a 20 °C, la carga orgánica volumétrica se calcula de acuerdo a la Ecuación 3.1:

$$CV = 20T - 100$$

$$CV = 20(12) - 100$$

Ecuación 3.1

$$CV = 140 \frac{g \text{ DBO}}{m^3 d}$$

Volumen

El caudal de 2.96 L/s, equivalente a 256 m³/d, se sustituye en la Ecuación 3.2 para obtener el volumen de la laguna:

$$V_a = \frac{DBO(Q_{med})}{CV} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

donde:

V_a = volumen de la laguna (m³)

DBO = Demanda bioquímica de oxígeno en el afluente (mg/L)

Q_{med} = Caudal medio (m³/d)

CV = Carga volumétrica (g DBO/m³ d)

$$V_a = \frac{450 \frac{mg}{L} \left(256 \frac{m^3}{d} \right)}{140 \frac{g}{m^3 d}}$$

$$V_a = 822.86 \text{ m}^3$$

Tiempo de residencia hidráulica

El tiempo de residencia hidráulica en la laguna anaerobia (TRH_a) se calcula de la siguiente manera:

$$TRH_a = \frac{V_a}{Q_{med}}$$

$$TRH_a = \frac{822.86 \frac{m^3}{d}}{256 \frac{m^3}{d}} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$TRH_a = 3.21 \text{ días}$$

Área superficial

Profundidad = 3 m, de acuerdo con la Tabla 3.1.

El área se calcula con la ecuación:

$$A_a = \frac{V_a}{Z_1} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

donde:

A_a = Área requerida para la laguna anaerobia (m²)

Z_1 = Profundidad de la laguna anaerobia (m)

$$A_a = \frac{822.86 m^3}{3 m}$$

Por lo tanto el área es de 274.29 m²

Ancho y largo

Considerando una relación largo-ancho (L:W) de 2:1 (Tabla 3.1) se obtiene el ancho con la ecuación:

$$W_a = \sqrt{\frac{A_a}{X_1}} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

donde:

W_a = Ancho de la laguna anaerobia (m)
 X_1 = Relación largo-ancho (adimensional)

$$W_a = \sqrt{\frac{274.29 \text{ m}^2}{2}}$$

Se obtiene un ancho de 11.71 m, siguiendo la relación L: W de 2:1 (Tabla 3.1) se obtiene que el largo es de 23.42 metros.

$$L = 2(11.71 \text{ m}) = 23.42 \text{ m}$$

Remoción de DBO

Se requiere determinar el porcentaje de remoción de DBO:

$$R = 2T + 20 \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde:

R = Porcentaje de remoción (%)
 T = Temperatura de diseño (°C)

$$R = 2(12^\circ\text{C}) + 20 = 44$$

Para la estación más fría se obtiene un porcentaje de remoción de 44 por ciento y para la estación más cálida se obtiene 56 por ciento de remoción.

De acuerdo a los porcentajes de remoción se obtiene la concentración de DBO en el efluente con la ecuación:

$$C_e = \frac{100 - R}{100} C_i \quad \text{Ecuación 3.7}$$

donde:

C_e = Concentración en el efluente de la laguna anaerobia (mg/L)
 C_i = Concentración en el afluente (mg/L)

$$C_e = \frac{100 - 44}{100} \left(450 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) = 252 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

DBO = En el efluente para la estación más fría: 252 mg/L

$$C_e = \frac{100 - 60}{100} \left(450 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) = 180 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

DBO = En el efluente para la estación más cálida: 180 mg/L

Caudal de salida

Con una tasa de evaporación de 5 mm/d, se determina el caudal que resulta del efluente de la laguna anaerobia:

$$Q_a = Q_{med} - 0.001(A_a)(e) \quad \text{Ecuación 3.8}$$

donde:

Q_a = Caudal del efluente de la laguna anaerobia (m^3/d)
 e = Tasa de evaporación (mm/d)

$$Q_a = 256 \frac{m^3}{d} - 0.001(274.29m^2)(5)$$

$$Q_a = 254.63 \frac{m^3}{d}$$

3.1.2.4. Laguna facultativa

Carga superficial y carga volumétrica

La carga superficial (CS_f) y orgánica (CO) para una temperatura de diseño de 12 °C queda de la siguiente manera:

$$CS_f = 250(1.085)^{T-20} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

donde:

CS_f = Carga orgánica de la laguna facultativa ($kg/ha d$)
 T = Temperatura de diseño (°C)

$$CS_f = 250(1.085)^{12-20}$$

$$CS_f = 130.17 \frac{kgDBO}{ha d}$$

$$CO = \frac{Q_a C_e}{1000} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

donde:

C_e = DBO removida en el efluente de la laguna anaerobia para la estación más fría (mg/L)
 Q_a = Caudal de salida en la laguna anaerobia (m^3/d)

$$CO = 254.63 \frac{m^3}{d} \left(\frac{252 mg}{1000 L} \right)$$

$$CO = 64.17 \frac{kgDBO}{d}$$

Área superficial

El área requerida para la laguna facultativa es:

$$A_f = \frac{CO}{CS_f} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

$$A_f = \left(\frac{64.17 \frac{kgDBO}{d}}{130.17 \frac{kg}{ha d}} \right)$$

$$A_f = 0.49 ha = 4929.53 m^2 \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Largo y ancho

Utilizando el área de la laguna y de acuerdo a una relación $L-W$ de 3:1 (Tabla 3.1), se determina el ancho siguiendo la Ecuación 3.5.

$$W_f = \sqrt{\left(\frac{4929.53m^2}{3} \right)} = 40.54m$$

Con un ancho de 40.54 m, resulta un largo de 121.61 m para una relación $L: W$ de 3:1.

Volumen

Adoptando una profundidad de 2 m (Tabla 3.1), se tiene:

$$V_f = A_f Z_2 \quad \text{Ecuación 3.13}$$

donde:

V_f = Volumen de la laguna facultativa (m^3)

Z_2 = Profundidad de la laguna facultativa (m)

$$V_f = 4929.53 \text{ m}^2 (2\text{m})$$

$$V_f = 9\,859.06 \text{ m}^3$$

Tiempo de residencia hidráulica

El tiempo de residencia hidráulica se calcula con la ecuación:

$$TRH = \frac{V_f}{Q_a} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

$$TRH = \frac{9\,859.06 \text{ m}^3}{254.63 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}$$

$$TRH = 38.72 \text{ d}$$

Remoción de coliformes fecales

El cálculo del coeficiente de dispersión se hace mediante la ecuación:

$$d = \frac{X}{(-0.26118 + 0.25392X + 1.0135X^2)} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

donde:

X = Relación largo-ancho (adimensional), 3:1

$$d = \frac{3}{(-0.26118 + 0.25392(3) + 1.0135(3)^2)}$$

$$d = 0.3118$$

Para determinar el número de coliformes fecales en el efluente, se requiere de los siguientes cálculos descritos en la Ecuación 3.16:

a) Cálculo del coeficiente de decaimiento (C.F.):

$$Kb = K_T (1.075)^{T-T_1} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

donde:

$$K_T = 0.841$$

$$T = \text{Temperatura de diseño (}^\circ\text{C)}$$

$$T_1 = \text{Temperatura ambiente, } 20^\circ\text{C}$$

$$Kb = 0.841 (1.075)^{12-20}$$

$$Kb = 0.4716$$

b) Cálculo del coeficiente a_1 :

$$a_1 = \sqrt{1 + 4K_b(TRH)(d)} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

$$a_1 = \sqrt{1 + 4(0.4716)(38.72)(0.3118)}$$

Sustituyendo se obtiene un valor de 4.875

Determinación de coliformes fecales en el efluente:

Paso 1:

$$\frac{Nf}{N_o} = \frac{4a_1(e^{\frac{1-a_1}{2d}})}{(1+a_1)^2} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$\frac{Nf}{N_o} = \frac{4(4.875)(e^{\frac{1-4.875}{2(0.3118)}})}{(1+4.875)^2}$$

$$\frac{Nf}{N_o} = 0.0011294$$

Paso 2:

$$Nf = N_o \frac{Nf}{N_o} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

donde:

$$\begin{aligned} N_f &= \text{Coliformes fecales en el efluente} \\ &\quad \text{NMP/(100 mL)} \\ N_o &= \text{Coliformes fecales en el afluente} \\ &\quad \text{NMP/(100 mL)} \\ CF &= 11\,294 \text{ NMP/(100 mL)} \end{aligned}$$

$$Nf = 1.00E\,07 \frac{\text{NMP}}{100 \text{ mL}} (0.0011294)$$

Remoción de DBO

Determinación de la concentración de DBO:

a) Coeficiente de remoción de DBO:

$$K_d = K_o (1.085)^{T-T_1} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

donde:

$$\begin{aligned} K_a &= \text{Coeficiente de remoción de} \\ &\quad \text{DBO (facultativas y de madura-} \\ &\quad \text{ción), 0.06} \\ T &= \text{Temperatura de diseño, 12 °C} \\ T_1 &= \text{Temperatura ambiente, 20°C} \end{aligned}$$

$$K_d = 0.0312 \text{ d}^{-1}$$

b) Coeficiente a_1 para DBO:

$$a_1 = \sqrt{1 + 4(K_d)(TRH)(d)} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

$$a_1 = \sqrt{1 + 4(0.0312)(38.72)(0.3118)}$$

$$a_1 = 1.584$$

Determinación de DBO en el efluente:

Sustituyendo en la Ecuación 3.18 y Ecuación 3.19 se tiene:

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4(1.584)e^{\frac{1-1.584}{2(0.3118)}}}{(1+1.584)^2}$$

$$\frac{Nf}{No} = 0.37206$$

donde:

$$\begin{aligned} Nf &= \text{Concentración de DBO en el} \\ &\quad \text{efluente de la laguna facultativa} \\ &\quad \text{(mg/L)} \\ No &= \text{Concentración de DBO en el} \\ &\quad \text{afluente de la laguna facultativa} \\ &\quad \text{(mg/L)} \end{aligned}$$

$$Nf = 252 \frac{\text{mg}}{\text{L}} (0.37206) = 94 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

$$DBO = 94 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Caudal de salida

Utilizando la Ecuación 3.8 y una tasa de evaporación (e) de 5 mm/d, se determina el caudal que resulta del efluente de la laguna facultativa:

$$Q_f = 254.63 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} - (0.001)(4\,929.53 \text{ m}^3) \left(5 \frac{\text{mm}}{\text{d}}\right)$$

El caudal (Q_f) después de la laguna facultativa es de 229.98 m³/d.

3.1.2.5. Laguna de maduración 1

Se proponen dos lagunas de maduración con un tiempo de residencia de seis días para la primera y 3.5 para la segunda; así como una profundidad de 1 m y una relación largo-ancho de 3:1 (criterios de diseño en la Tabla 3.1).

Volumen

Para calcular el volumen se aplica la siguiente ecuación:

$$V_{M1} = TRH(Q_f) \quad \text{Ecuación 3.22}$$

$$V_{M1} = 6 d \left(229.98 \frac{m^3}{d} \right)$$

$$V_{M1} = 1\,379.89 m^3$$

Área superficial

Considerando una profundidad de 1 m, se obtiene un área de $1\,379.89 \text{ m}^2$.

$$a_{M1} = \frac{V_{M1}}{Z_3} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

donde:

- a_{M1} = Área de la laguna de maduración 1 (m^2)
- V_{M1} = Volumen de la laguna de maduración 1
- Z_3 = Profundidad (m)

$$a_{M1} = \frac{1\,379.89 m^3}{1 m} = 1\,379.89 m^2$$

Largo y ancho

El largo y ancho se obtiene siguiendo el mismo método que en la laguna facultativa.

$$W_{M1} = \sqrt{\frac{1\,379.89 m^2}{3}} = 21.45 m$$

$$L = 21.45 m(3) = 64.34 m$$

Remoción de coliformes fecales

Determinación del número de coliformes fecales en el efluente:

Sustituyendo en la Ecuación 3.17 y con la “Kb” y “d” calculados anteriormente, se determina el coeficiente “ a_2 ” para coliformes fecales:

$$a_2 = \sqrt{1 + 4(0.4716)(6)(0.3118)} = 2.128$$

Siguiendo el procedimiento para el cálculo de coliformes fecales y DBO en el efluente, los resultados son:

$$\frac{Nf}{No} = \frac{4(2.128)(e^{\frac{1-2.128}{0.3118}})}{(1+2.128)^2} = 0.1425139$$

$$\begin{aligned} Nf &= \frac{11\,294 \text{ NMP}}{100 \text{ mL}} (0.1425139) \\ &= 1\,609.51 \frac{\text{NMP}}{100 \text{ mL}} \end{aligned}$$

Remoción de DBO:

$K_d = 0.0312$ (Coeficiente de remoción de DBO, calculado con la Ecuación 3.20)

Para el cálculo del coeficiente “ a_2 ” para DBO, se utiliza la Ecuación 3.21:

$$a_2 = \sqrt{1 + 4(0.0312)(6)(0.3118)} = 1.111$$

Coeficiente $a_2 = 1.111$.

$$\frac{Nf}{N_o} = \frac{4(1.111)(e^{\frac{1-1.111}{2(0.3118)}})}{(1+1.111)^2} = 0.8349671$$

$Nf/N_o = 0.8349671$, se sustituye en la Ecuación 3.19:

$$Nf = 94 \frac{mg}{L} (0.8349671) = 78 \frac{mg}{L}$$

Se obtiene una DBO de 78 mg/L.

Caudal de salida

Utilizando la Ecuación 3.8, el caudal después de la laguna de maduración 1 (Q_{m1}) es de 223.08 m³/d.

3.1.2.6. Laguna de maduración 2

Para el diseño de una segunda laguna, se sigue el procedimiento utilizado en la laguna de maduración 1. Los resultados fueron los siguientes:

Volumen

$$V_{M2} = 3.5 d \left(223.08 \frac{m^3}{d} \right) = 780.79 m^3$$

Área

Para una profundidad de 1 m (Tabla 3.1), se obtiene un área de 780.79 m².

$$a_{M2} = \frac{780.79 m^3}{1 m} = 780.79 m^2$$

Largo y ancho

El largo y ancho que se obtienen son los siguientes:

$$W_{M2} = \sqrt{\frac{780.79 m^3}{3}} = 16.13 m$$

$$L = 16.13 m(3) = 48.4 m$$

Remoción de CF y DBO

Sustituyendo en la Ecuación 3.17, se determina el coeficiente a_3 para CF y en la Ecuación 3.21 para DBO.

$$a_3 CF = \sqrt{1 + 4(0.4716)(3.5)(0.3118)} = 1.749$$

$$a_3 DBO = \sqrt{1 + 4(0.0312)(3.5)(0.3118)} = 1.066$$

Utilizando la Ecuación 3.18 y Ecuación 3.19, se determinan las concentraciones de CF y DBO en el efluente de la laguna.

$$\frac{Nf}{N_o} = \frac{4(1.749)(e^{\frac{1-1.749}{2(0.3118)}})}{(1+1.749)^2} = 0.2786108$$

$$CF = 1609.51 \frac{NMP}{100 mL} (0.2786108)$$

$$CF = 448 \frac{NMP}{100 mL}$$

$$\frac{Nf}{N_o} = \frac{4(1.066)(e^{\frac{1-1.066}{2(0.3118)}})}{(1+1.066)^2} = 0.8986437$$

$$Nf = 78 \frac{mg}{L} (0.8986437)$$

$$DBO = 70 \frac{mg}{L}$$

Tabla 3.3 Resumen del volumen, área y TRH obtenidos

Laguna	Volumen (m³)	Área (m²)	TRH (d)
Laguna anaerobia	823	274	3.21
Laguna facultativa	9 849	4 930	38.72
Primer laguna de maduración	1 380	1 380	6.00
Segunda laguna de maduración	781	781	3.50
Total	12 843	7 364	51.43

En la Tabla 3.4 se presentan los resultados obtenidos de DBO y coliformes fecales en el efluente de cada laguna. Se obtuvo una concentración final de 70 mg/L de DBO y un valor de 448 NMP/100 mL de coliformes fecales, cumpliendo con el objetivo del sistema (uso en riego agrícola B) el cual requiere de una concentración para DBO de 75 mg/L y un valor por debajo de los 1 000 NMP/100 mililitros.

Tabla 3.4 Resultados obtenidos de DBO y CF removidos

Sitio	DBO (mg/L)	Coliformes fecales NMP/100mL
Agua residual cruda	450	1.0E+07
Efluente laguna anaerobia	252	1.0E+07
Efluente laguna facultativa	94	1.13E+04
Efluente de la primer laguna de maduración	78	1 610
Efluente de la segunda laguna de maduración	70	448

Es importante mencionar que para huevos de helmintos, se requiere un tiempo de retención hidráulica de 20 días para obtener una remoción del cien por ciento; el sistema tiene un TRH mayor al requerido.

Para obtener información referente a fundamentos, clasificación, perspectiva histórica en México, aspectos de diseño físico, aspectos físicos y químicos, ventajas y desventajas, consideraciones de construcción de las lagunas de estabilización, consultar el libro *Diseño de plantas*

de tratamiento de aguas residuales municipales. Lagunas de estabilización del MAPAS.

Para revisar información de operación y mantenimiento consultar el libro *Operación y mantenimiento de plantas de tratamiento de aguas residuales: Lagunas de estabilización del MAPAS.*

3.2. HUMEDALES ARTIFICIALES

3.2.1. INTRODUCCIÓN

Los humedales artificiales han tenido a nivel internacional un significativo desarrollo durante los últimos años, en particular durante las últimas dos décadas. Constituyen una importante alternativa de tratamiento de aguas residuales, por sus bajos costos de tratamiento y sencillez de operación.

Estos sistemas requieren para su funcionamiento energía solar (fotosíntesis de las plantas) en lugar de energía eléctrica, lo que reduce considerablemente los costos de operación, lo cual permite el incremento de manera importante de la factibilidad de su uso en zonas rurales, zonas periurbanas, en desarrollos ecoturísticos, así como para unidades familiares.

Están formados por estanques que contienen plantas macrófitas, en algunas de sus variantes se rellenan con un medio de empaque, por ejemplo grava o tezontle. El agua residual fluye a través del estanque donde los contaminantes (materiales orgánicos e inorgánicos) son transformados en gases, minerales y biomasa bacteriana y macrófitas. También se reduce hasta un 99 por ciento la población de patógenos, e inclusive el cien por ciento de huevos de helmintos.

Básicamente, se clasifican en humedales de flujo superficial y subsuperficial. Estos últimos pueden ser de flujo horizontal o de flujo vertical. Los más frecuentemente utilizados en el área rural y en particular para pequeños humedales, corresponden a los de flujo subsuperficial con flujo horizontal, que son los que se desarrollan en este apartado.

En la Ilustración 3.2 se muestra un humedal artificial de tipo familiar ubicado en un área rural. En los incisos se observan los siguientes componentes: a) unipersonal, con un tanque séptico externo; b) y c) unifamiliar; d) multifamiliar, adaptado conforme a la topografía del sitio.

Ilustración 3.2 Humedal artificial tipo familiar



En la Ilustración 3.3 se observa un humedal artificial de flujo subsuperficial subterráneo, en su etapa de inicio de operaciones, para una comunidad rural de diez mil habitantes.

Ilustración 3.3 Humedal artificial de flujo subsuperficial subterráneo



En la Ilustración 3.4 se muestran las plantas más frecuentemente utilizadas en humedales artificiales en México.

Las labores más frecuentes de operación y mantenimiento consisten en la limpieza de las rejillas, limpieza del desarenador, poda y extracción de la vegetación (Ilustración 3.5).

Se recomienda consultar el libro de *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Humedales artificiales* del MAPAS para informarse con respecto a la perspectiva histórica, clasificación, especies vegetales utilizadas, mecanismos fisicoquímicos y biológicos de reducción de contaminantes, eficiencias de remoción, aplicaciones, ventajas y desventajas, operación y man-

tenimiento, así como el diseño físico y teórico de humedales artificiales de mayor capacidad.

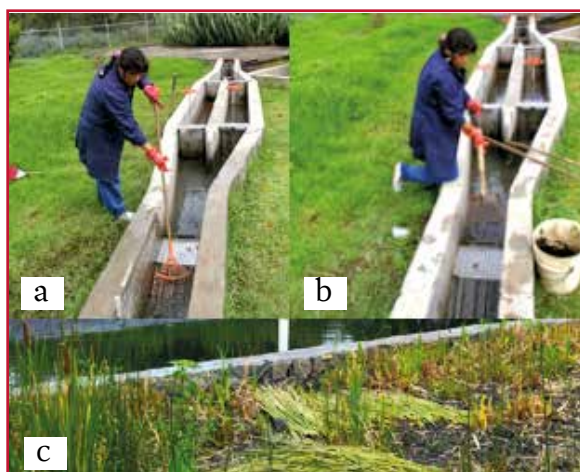
3.2.2. DISEÑO

Usualmente se cuenta con diversas ecuaciones para el dimensionamiento (cálculo del área) de los humedales. Sin embargo, es también de gran importancia el arreglo físico de las unidades de tratamiento, ya que es aquí donde se propicia la obtención de las eficiencias de tratamiento lo más cercano a lo esperado a partir de las ecuaciones. Todas las deficiencias que se hayan generado durante el diseño, surgirán y afectarán de una manera directa las actividades de construcción, operación y mantenimiento. Debe de

Ilustración 3.4 Tipo de especies de plantas utilizadas en humedales artificiales: a) *Arundo donax* (carrizo); b) *Scirpus*; c) *Thypha sp* (Tule); d) *Cyperus papyrus* (papiro)



Ilustración 3.5 Labores de operación y mantenimiento



darse especial interés a la hidráulica del humedal, ya que de éste dependerá en gran medida la eficiencia del sistema, de tal modo que debe reducirse hasta donde sea posible la formación de zonas muertas y flujos preferenciales.

Los aspectos de diseño de mayor relevancia son los constructivos, la hidráulica y el dimensionamiento teórico, los cuales se describen en los siguientes párrafos.

El aspecto constructivo considera la geometría (relación largo - ancho), profundidad de los lechos, ancho de los bordos, tipos de estructuras de entrada y salida (vertedores, válvula, codos de nivelación), tuberías de distribución y recolección, tamaños y tipos de las perforaciones en las tuberías, y todos aquellos aspectos físicos y estructurales que deberán ajustarse al dimensionamiento teórico (obtención del área de tratamiento). Además estas consideraciones deberán ser tomadas en cuenta para proyectar y facilitar las acciones de operación y mantenimiento de todas las deficiencias que no sean contempladas durante la construcción. Esto se traducirá en el incremento de las acciones de operación y mantenimiento, con los respectivos costos

que esto implica. Por ejemplo si se determina un diámetro muy pequeño y una distribución inadecuada de las perforaciones de las tuberías de distribución, se propicia el riesgo de taponamientos, lo que afectaría el comportamiento hidráulico del humedal. También se producirían caudales preferenciales, se reduciría la eficiencia de tratamiento, se afectaría el desarrollo de los microorganismos y las plantas, y se demandaría un mayor tiempo de labor de los operadores para su limpieza.

Los aspectos más importantes que se contemplan durante la construcción son la selección del sitio, materiales, rejillas y desarenadores, canales y tuberías, protección contra el viento, protección de los bordos, protección de las instalaciones, diseño y ubicación de las estructuras de entrada y salida, geometría, profundidad de los lechos, aspectos topográficos y geotécnicos, impermeabilización, recirculación y material filtrante.

La hidráulica de un humedal es crítica en la obtención de buenos rendimientos en la eficiencia de depuración. En los modelos de diseño se asume un flujo en condiciones uniformes y de tipo pistón. El flujo del agua en el interior del humedal rompe las resistencias creadas por la vegetación, capa de sedimentos, raíces y sólidos acumulados en los humedales (Delgadillo *et al.*, 2010).

El dimensionamiento del sistema tiene como objetivo principal el dimensionamiento del humedal, sin embargo, es en el diseño físico en donde se establece la relación largo ancho; si el sistema se operará en un solo humedal o en módulos de menor tamaño, si la estructura se definirá en serie o en paralelo, la profundidad, la ubicación y forma de las estructuras de entrada

y salida, entre otros.

Como parte del dimensionamiento, en la Tabla 3.5 se describen los criterios para el diseño de humedales de flujo subsuperficial, de acuerdo con EPA (2000).

La información requerida para el diseño de los humedales es la siguiente:

- Existencia o no de aguas residuales industriales (tipos y cantidades, por ejemplo rastro, procesadoras de alimento, industrias en las que se descarguen solventes, colorantes, aceites, entre otros)
- Disponibilidad de terreno (a priori considera un área aproximada de 4.5 m² por habitante para esa zona)
- Disponibilidad y costos de tezontle o de grava
- Tipo de suelo (arcilloso, arenoso, entre otros.) del sitio donde se construirá el humedal
- Accesibilidad del área donde se planea construir el humedal
- Porcentaje y edad del sistema de alcantarillado
- Distancia del sitio de descarga al sitio asignado para el humedal y tipo de suelo por donde se conducirán las aguas residuales (rocoso, arenoso, arcillosos)
- Existencia de un tratamiento previo (ejemplo: tanque séptico, rejillas)
- Tipos de macrófitas de la región que puedan aprovecharse en los humedales (ejemplo: tule, carrizo, entre otros)

Tabla 3.5 Resumen de los criterios de diseño de los humedales FSSH, EPA, 2000

Parámetro	Criterio
Pretratamiento	Se recomienda un tratamiento previo para la sedimentación, por ejemplo tanque séptico, tanque Imhoff, sedimentador primario; no se recomiendan FSSH después de las lagunas de estabilización debido a la presencia de algas.
Área superficial	Basado en una calidad del efluente esperada y en términos de cargas por área como los siguientes:
DBO	6 g m ⁻² d ⁻¹ para efluentes con 30 mg/L
DBO	1.6 g m ⁻² d ⁻¹ para efluentes con 20 mg/L
NTK	Utilizar tratamiento adicional conjuntamente con los FSSH.
PT	Los recomendados para remoción de fósforo.
Profundidad	
Superficie del lecho	0.5-0.6 m
Profundidad mojada	0.4-0.5 m
Largo	Según lo calculado, mínimo de 15 m
Ancho	Según lo calculado, mínimo de 61 m
Pendiente del fondo	0.5%-1 %
Pendiente de la superficie	Nivelado (cercano al horizontal)
Conductividad hidráulica, K _h	
Primer 30% de la longitud	Uso del 1% de K _h para cálculos de diseño
Último 70% de la longitud	Uso del 10% de K _h para cálculos de diseño
Medio filtrante	
Primeros 2 m	40-80 mm
Tratamiento	20-30 mm
Efluente, último m	40-80 mm
Medio filtrante plantado, los 10 cm superficiales	5-20 mm
Misceláneo	Utilice como mínimo dos humedales en paralelo Utilice una estructura de entrada para dar balance al flujo Utilice una estructura de entrada para dar balance al flujo

- Población actual y población proyectada
- Parámetros de diseño. Caudal de diseño (actual y de la población futura), parámetros fisicoquímicos (DBO, SST, nitrógeno total, fósforo total), parámetros bacteriológicos (coliformes fecales), temperatura (promedio del mes más frío), calidad esperada en el agua de salida (DBO, SST, NT, PT y CF) conforme a la normativa para descarga a cuerpo receptor o tipo de reutilización (ejemplo: riego, acuacultura, entre otros)

Kadlec y Knight (1996) proponen una metodología para el cálculo aproximado del área necesaria en función del contaminante a eliminar a partir de un modelo denominado K - C* (donde K representa el flujo pistón y C* representa la contaminación de fondo propia del sistema). Se expresa por medio de la Ecuación 3.24:

$$\ln\left(\frac{C_e - C^*}{C_o - C^*}\right) = \frac{K_{A,T}}{q} \quad \text{Ecuación 3.24}$$

donde:

- C_e = Concentración deseada de contaminante en el efluente, en mg/L
- C_o = Concentración del contaminante en el afluente, en mg/L
- C^* = Concentración en el fondo del humedal, en mg/L
- $K_{A,T}$ = Constante cinética de primer orden, en m/año
- q = Carga hidráulica, en m/año

Al relacionar el caudal del afluente y el modelo anterior, se obtiene el área total de tratamiento, por medio de la Ecuación 3.25:

$$A_s = \left[\frac{365 d(Q)}{k_{A,20}} \right] \ln\left(\frac{C_e - C^*}{C_o - C^*}\right)$$

Ecuación 3.25

donde:

- A_s = Área superficial del humedal, m²
- Q = Caudal promedio en el sistema, m³/d
- $K_{A,20}$ = Concentración de fondo en el Constante cinética a 20 °C, m/año

Los valores de K_{20} y C^* se obtienen a partir de la Tabla 3.6.

La Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (EPA, 1993) propuso una expresión simplificada; esta ecuación es de uso común para el dimensionamiento de lechos de plantas acuáticas. La eliminación de DBO tiene como límite máximo, la DBO de fondo del lecho. El valor asignado a los coeficientes es a criterio del diseñador y el valor seleccionado modifica sensiblemente el área resultante. La superficie está dada por la ecuación:

$$A_s = \frac{Q[\ln(C_o) - \ln(C_e)]}{K_T D_m n} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

donde:

- A_s = Área superficial del humedal, m²
- Q = Caudal del afluente, m³/d
- C_o = Concentración de materia orgánica en el afluente, mg/L
- C_e = Concentración deseada de materia orgánica en el efluente, mg/L

Tabla 3.6 Constantes cinéticas, concentraciones en el fondo y factores θ

Flujo superficial				Flujo subsuperficial		
Parámetro	$K_{A,20}$, m/año	C^* , mg/L	θ	$K_{A,20}$, m/año	C^* , mg/L	θ
DBO	34	3+	1.00	180	3+	1.00
SST	1 000	5+	1.00	3 000	7+	1.00
NT	22	1.5	1.05	27	1.5	1.05
PT	12	0.02	1.00	12	0.02	1.00
CF	75	50+	1.00	95	10+	1.00

- K_T = Constante cinética de primer orden y dependiente de la temperatura, d^{-1}
- D_m = Propuesta de profundidad de lecho, m
- n = Porosidad, fracción

K_i se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$K_{T,V} = K_{20} (1.06)^{T-20} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

donde:

- T = Temperatura promedio del agua en el mes más frío, $^{\circ}\text{C}$
- $K_{V,20}$ = Constante cinética a 20°C , $1.104 d^{-1}$ para flujo subsuperficial

Los humedales artificiales son tecnologías que han sido utilizados ampliamente para el tratamiento de diversos tipos de agua residual, además son utilizados tanto en climas cálidos como en templados (Rousseau & Hooijmans, 2009).

Ejercicio de diseño 1

Determinar mediante el método de Kadlec & Knight el área requerida para el tratamiento del agua residual de una comunidad de mil habitantes, con una aportación de $128 \text{ L}/(\text{hab d})$; (1.48 L/s), una concentración de DBO de 400 mg/L , SST de 350 mg/L , NT de 55 mg/L , PT de 25

mg/L , y un valor de CF de $1.0\text{E}+08 \text{ NMP}$ (100 m/L), la temperatura media del agua durante el mes más frío es de 12°C . Considerando además los siguientes datos adicionales:

- Planta seleccionada: *Phragmites australis* (Carrizo)
- Profundidad de la raíz: 0.6 m
- Separación entre planta, $d = 1.0 \text{ m}$
- Propuesta de profundidad del agua en zona inicial de tratamiento, $D_{w0} = 0.6 \text{ m}$
- Propuesta de profundidad del agua en zona final de tratamiento, $D_{wf} = 0.6 \text{ m}$
- Propuesta de profundidad del lecho, $D_m = 0.6 \text{ m}$
- Perdida de carga máxima en zona inicial, $dh_i = 0.06 \text{ m}$
- Perdida del fondo del humedal, $S_F = 0.005$
- Distancia propuesta entre la superficie del medio y la del agua, $D_{WM} = 0.1 \text{ m}$

El humedal debe cumplir con la NOM-001-SE-MARNAT-1996 para protección de la vida acuática “C” (que corresponde a los valores más estrictos conforme a los diferentes límites permisibles señalados en la norma, Tabla 3.7), ver Ilustración 3.6.

Si se contempla un tratamiento mediante un RAFA previo al humedal, considere que se reducirá la DBO un 75 por ciento de acuerdo al por-

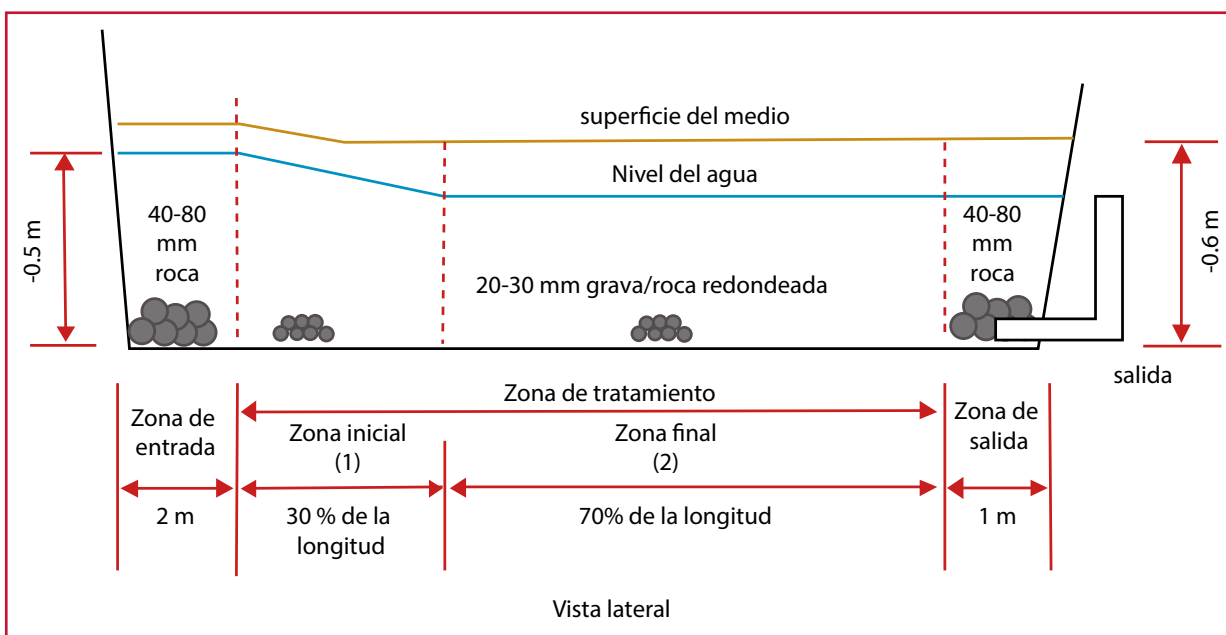
Tabla 3.7 Límite máximo permisible para contaminantes.
NOM-001-SEMARNAT-1996

Parámetro	Protección de vida acuática (C)
DBO	30 mg/L
SST	40 mg/L

Tabla 3.8 Parámetros de diseño del humedal (C_o),
concentraciones de entrada

Parámetro	C_o
DBO	100 mg/L
SST	140 mg/L

Ilustración 3.6 Componentes del balance hidráulico del humedal de flujo subsuperficial de tipo horizontal



centaje de remoción citando en el libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Reactores anaerobios de flujo ascendente* del MAPAS, SST 60 por ciento, CF 90 por ciento, NT 10 por ciento y PT 1 por ciento.

Para el diseño de las rejillas y desarenador se recomienda consultar el libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Pre-tratamiento y tratamiento primario* del MAPAS.

a) Área superficial

El área requerida por contaminante se calcula con la Ecuación 3.25:

$$A_s = \left[\frac{365 d(Q)}{k_{A,20}} \right] \ln \left(\frac{C_e - C^*}{C_o - C^*} \right)$$

Los valores de K_{20} y C^* se obtienen a partir de la Tabla 3.6.

$$C^* \text{ para DBO} = 6 \text{ mg/L}$$

$$C^* \text{ para SST} = 710 \text{ mg/L}$$

El caudal de 1.48 L/s es igual a 127.87 m³/d.

Sustituyendo los valores correspondientes por contaminante en la Ecuación 3.25, el área requerida por parámetro como se muestra a continuación:

DBO:

$$A_s = \left[\frac{365 d \left(128 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \right)}{180 \frac{\text{m}}{\text{año}}} \right] \ln \left(\frac{100 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 6 \frac{\text{mg}}{\text{L}}}{30 \frac{\text{mg}}{\text{L}} - 6 \frac{\text{mg}}{\text{L}}} \right)$$

$$A_s = 354.00 \text{ m}^2$$

SST:

$$A_s = \left[\frac{365 d \left(128 \frac{m^3}{d} \right)}{3000 \frac{m}{año}} \right] \ln \left(\frac{140 \frac{mg}{L} - 10 \frac{mg}{L}}{40 \frac{mg}{L} - 10 \frac{mg}{L}} \right)$$

$$A_s = 22.84 m^2$$

Tabla 3.9 Resumen de áreas mediante el modelo de Kadlec, para los diferentes parámetros de diseño

Parámetro	Área (m²)
DBO	354
SST	22.84

Para fines de este ejercicio, se selecciona el área máxima de 354 m², pero se recomienda consultar el libro MAPAS *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: Humedales artificiales*, en el cual se presenta un análisis para la determinación de las áreas obtenidas, debe utilizarse en el dimensionamiento de un humedal de flujo subsuperficial.

b) Características de medio de empaque

Diámetro de grava media, $Dg = 25 \text{ mm}$

Conductividad hidráulica. Cuando no se cuenta con datos de conductividad hidráulica, estos se pueden calcular de la siguiente forma:

$$Ks = 12600 Dg^{1.9} = 12600 \left(\frac{25 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \right)^{1.9}$$

$$Ks = 71855 \frac{m^3}{m^2 d}$$

Ecuación 3.28

Se selecciona el área para las condiciones menos favorables (remoción de la DBO), por tanto el área para la zona inicial (A_1) considerando

que esta tendrá el 30 por ciento de la longitud total:

$$A_1 = 0.3 (354 m^2) = 106.2 m^2$$

Para la zona final de tratamiento (A_2), con el área en las condiciones menos favorables (remoción de la DBO), considerando que esta tendrá el 70 por ciento de la longitud total:

$$A_2 = 0.7 (354 m^2) = 247.8 m^2$$

c) Determinación del ancho mínimo necesario

Para mantener el flujo de agua por debajo de la superficie y determinar la altura de salida del efluente. Se determina el ancho mínimo teórico (W), utilizando la ecuación de Darcy y para la zona inicial de tratamiento se tiene:

$$W = \left(\frac{Q A_1}{K_{s,1\%} dh_i D_{w0}} \right)^{0.5}$$

Ecuación 3.29

Utilizando la ecuación anterior, se obtiene:

$$W = \left[\frac{128 \frac{m^3}{d} (106.2 m^2)}{718.55 \frac{m^3}{m^2 d} (0.06 m) (0.6 m)} \right]^{0.5}$$

$$W = 22.92 m$$

Este es el ancho en el cual la pérdida de carga es igual a 0.06 m, dado que todos los parámetros están definidos. El diseñador podría usar un ancho igual o mayor, para asegurar que la pérdida de carga es igual o menor que el valor recomendado.

d) Determinación de la pérdida de carga en la zona inicial de tratamiento

La longitud de la zona inicial (L_i) de tratamiento se determina de la siguiente forma:

$$L_i = \frac{A_i}{W} = \frac{106.2 \text{ m}^2}{22.92 \text{ m}} = 4.63 \text{ m}$$

Ecuación 3.30

Verificación de la pérdida de carga:

$$dh_i = \frac{Q L_i}{K_{S,1\%} W D_{w,0}} = \frac{128 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} (4.63 \text{ m})}{718.55 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ d}} (22.92 \text{ m}) (0.6 \text{ m})}$$

$$dh_i = 0.06 \text{ m}$$

Ecuación 3.31

e) Determinación de la longitud y la pérdida de carga en la zona final de tratamiento

La longitud de la zona final (L_F) de tratamiento se determina de la siguiente forma:

$$L_F = \frac{A_2}{W} = \frac{247.8 \text{ m}^2}{22.92 \text{ m}} = 10.81 \text{ m}$$

Ecuación 3.32

La pérdida de carga en la zona final (dh_F) de tratamiento es igual a:

$$dh_F = \frac{Q L_F}{K_{S,10\%} W D_{w,F}} = \frac{128 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} (10.81 \text{ m})}{7185.5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ d}} (22.92 \text{ m}) (0.6 \text{ m})}$$

$$dh_F = 0.01 \text{ m}$$

Ecuación 3.33

La longitud total del humedal equivale a:

$$L = L_i + L_F = 4.63 \text{ m} + 10.81 \text{ m}$$

$$L = 15.44 \text{ m}$$

Ecuación 3.34

Al menos, se recomiendan dos celdas de tratamiento para facilitar las actividades de operación y mantenimiento. Ahora bien, para cumplir con las recomendaciones de la relación largo-ancho (2:1-4:1), se propone un número de celdas (N) igual a: 3, estas celdas pudieran estar separadas por ejemplo, por una geomembrana.

$$W_{\text{celda}} = \frac{W}{N} = \frac{22.92 \text{ m}}{3} = 7.64 \text{ m}$$

Ecuación 3.35

(Con esto se obtiene una relación largo-ancho equivalente a 2:1, con esto, se atiende la recomendación)

f) Determinación de las elevaciones del fondo

Para la determinación de estas elevaciones se asume lo siguiente:

- Elevación a la salida del efluente, E_{be} se asume cero
- Elevación a la entrada de la zona final de tratamiento, E_{bF} :

$$E_{bF} = L_F S_F = (10.81 \text{ m}) (0.005)$$

$$E_{bF} = 0.05 \text{ m}$$

Ecuación 3.36

Elevación a la entrada de la zona inicial de tratamiento, E_{b0} :

$$E_{b0} = L S_F = (15.44 \text{ m}) (0.005)$$

$$E_{b0} = 0.08 \text{ m}$$

Ecuación 3.37

g) Determinación de las elevaciones de la superficie del agua

Elevación del agua al inicio de la zona final de tratamiento, E_{WF} :

$$E_{WF} = E_{bF} + D_{WF} = (0.05 \text{ m}) + (0.6 \text{ m})$$

$$E_{WF} = 0.65 \text{ m}$$

Ecuación 3.38

Elevación de la superficie del agua a la salida, E_{WE} :

$$E_{WE} = E_{WF} - dh_F = (0.65 \text{ m}) - (0.01 \text{ m})$$

$$E_{WE} = 0.64 \text{ m}$$

Ecuación 3.39

Elevación de la superficie del agua a la entrada, E_{W0} :

$$E_{W0} = E_{WF} + dh_i = (0.65 \text{ m}) + (0.06 \text{ m})$$

$$E_{W0} = 0.71 \text{ m}$$

Ecuación 3.40

h) Determinación de la profundidad del agua

Profundidad del agua a la entrada, D_{W0} :

$$D_{W0} = E_{W0} - E_{b0} = (0.71 \text{ m}) - (0.08 \text{ m})$$

$$D_{W0} = 0.63 \text{ m}$$

Ecuación 3.41

Profundidad al inicio de la zona final de tratamiento, D_{WF} :

$$D_{WF} = E_{WF} - E_{bF} = (0.65 \text{ m}) - (0.05 \text{ m})$$

$$D_{WF} = 0.60 \text{ m}$$

Ecuación 3.42

(se obtiene el valor propuesto inicialmente, por tanto el procedimiento es correcto)

Profundidad del agua a la salida del humedal, D_{WE} :

$$D_{WE} = E_{WE} - E_{be} = (0.64 \text{ m}) - (0.00 \text{ m})$$

$$D_{WE} = 0.64 \text{ m}$$

Ecuación 3.43

i) Determinación de la profundidad del medio

La profundidad del medio dependerá de la profundidad que alcance la raíz de la macrófita propuesta para el humedal. Por lo que es necesario contar con este dato para el diseño. Cabe recalcar que la planta seleccionada se debe encontrar en abundancia en la zona. Considerando que se desea una altura constante del agua a través del humedal, la profundidad del medio se calcula de la siguiente forma:

Elevación de la superficie del medio a la entrada, E_{M0} :

$$E_{M0} = E_{W0} + D_{WM} = (0.71 \text{ m}) + (0.10 \text{ m})$$

$$E_{M0} = 0.81 \text{ m}$$

Ecuación 3.44

Elevación de la superficie del medio a la entrada de la zona final de tratamiento, E_{MF} :

$$E_{MF} = E_{WF} + D_{WM} = (0.65 \text{ m}) + (0.10 \text{ m})$$

$$E_{MF} = 0.75 \text{ m}$$

Ecuación 3.45

Elevación de la superficie del medio a la salida, E_{ME} :

$$E_{ME} = E_{WE} + D_{WM} = (0.64 \text{ m}) + (0.10 \text{ m})$$

$$E_{ME} = 0.74 \text{ m}$$

Ecuación 3.46

Profundidad del medio a la entrada, D_{M0} :

$$D_{M0} = E_{M0} - E_{b0} = (0.81 \text{ m}) - (0.08 \text{ m})$$

$$D_{M0} = 0.73 \text{ m}$$

Ecuación 3.47

Profundidad del medio a la entrada de la zona final de tratamiento, D_{MF} :

$$D_{MF} = E_{MF} - E_{bF} = (0.75 \text{ m}) - (0.05 \text{ m})$$

$$D_{MF} = 0.70 \text{ m}$$

Ecuación 3.48

Profundidad del medio a la salida, D_{ME} :

$$D_{ME} = E_{ME} - 0 = (0.74 \text{ m}) - (0.00 \text{ m})$$

$$D_{ME} = 0.74 \text{ m}$$

Ecuación 3.49

j) Determinación del tiempo de residencia hidráulica (TRH) nominal

Considerando que se tiene un sustrato con porosidad de $n = 0.43$:

$$TRH_{nominal} = \frac{n D_{WF}}{q} = \frac{0.43(0.60 \text{ m})}{\left(\frac{128 \frac{m^3}{d}}{354 \frac{m^2}{d}} \right)} = 0.71 \text{ d} = 17.12 \text{ h}$$

Ecuación 3.50

k) Concentración estimada de SST esperada en el efluente ($SST_{e,N}$)

Se considera una ecuación de regresión propuesta por Reed and Brown (1995), para la estimación de la concentración de salida para los SST. La ecuación aplica para un rango de concentración de entrada ($C_{0,SST}$) mayor a 22 mg/L. La ecuación se presenta a continuación:

$$C_{eSST} = C_{0,SST} \left(0.1058 + 0.0011 \frac{100 Q}{A} \right)$$

$$C_{eSST} = 140 \frac{mg}{L} \left[0.1058 + 0.0011 \frac{100 \left(128 \frac{m^3}{d} \right)}{354 \frac{m^2}{d}} \right]$$

$$C_{eSST} = 20.38 \frac{mg}{L}$$

Ecuación 3.51

l) Número de macrófitas requeridas para la instalación (N_v)

$$N_v = \left(\frac{L}{d_p} - 1 \right) \left(\frac{W}{d_p} - 1 \right)$$

$$N_v = \left(\frac{15.44 \text{ m}}{1.00 \text{ m}} - 1 \right) \left(\frac{22.92 \text{ m}}{1.00 \text{ m}} - 1 \right)$$

$$N_v = 316.52 \approx 317 \text{ macrófitas}$$

Ecuación 3.52

donde:

$$N_v = \text{Número de macrófitas necesarias}$$

$$d_p = \text{Distancia entre macrófita y macrófita, m}$$

m) Volumen estimado de material de lecho (V)

$$V = A D_{ME} = (354 \text{ m}^2) (0.74 \text{ m})$$

$$V = 261.96 \text{ m}^3$$

Ecuación 3.53

n) Resultados

En la Tabla 3.10 se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 3.10 Resultados obtenidos en el ejercicio 1

Resumen	Valor
Área superficial (m ²)	354
Ancho (m)	22.92
Largo (m)	15.44
Volumen de la grava (m ³)	261.96
Tiempo de retención hidráulica (d)	0.71
Concentración estimada de SST (mg/L)	20.38
Distancia entre macrófitas (m)	1
Número de macrófitas	317

3.3. BIOFILTRACIÓN SOBRE MATERIALES FILTRANTES ORGÁNICOS

3.3.1. INTRODUCCIÓN

La escasez de agua en cuanto a cantidad y calidad es cada vez mayor. Las descargas de aguas residuales generan importantes problemas en los cuerpos receptores. Si las aguas residuales no son tratadas, representan un alto riesgo para la salud humana y para el medio ambiente. El problema se agrava por el acelerado crecimiento de población, dicha situación se torna mucho más crítica en zonas urbanas periféricas y comunidades rurales que no cuentan con la infraestructura ni con el personal necesario. Una opción son los sistemas de tratamiento naturales. Estos sistemas se caracterizan por requerir un mínimo de personal de operación, un menor consumo energético y una menor producción de lodos. Sin embargo, habitualmente requieren de grandes superficies de terreno, tal es el caso de humedales artificia-

les y las lagunas de estabilización. Una opción la constituyen los sistemas de biofiltración sobre material orgánico, los cuales son sistemas naturales o no convencionales semiautomatizados que utilizan menor área, 5 veces menos que un humedal. Esta tecnología fue desarrollada en Canadá, Bélgica y Estados Unidos. Las bases de esta tecnología son descritas en Buelna y Bélanger (1990) y en Lens *et al* (1994), quienes reportan las siguientes eficiencias de tratamiento de agua residual municipal en trabajos a escala laboratorio; utilizaron como materiales de soporte turba, astillas de madera y corteza de coníferas: ≥ 90 por ciento DQO, ≥ 99 por ciento DBO, ≥ 95 por ciento SST, 80 por ciento NTK y ≥ 99 por ciento CF. Esta tecnología es aplicada a escala real desde la segunda mitad de la década de 1990 y los primeros años de la década de 2000 (Verma *et al*, 2006). En México se reportan eficiencias en el tratamiento de aguas residuales municipales del 99 por ciento de la DBO, el 84 por ciento de la DQO, el 99.999 por ciento de los coliformes fecales y el 97 por ciento o más de huevos de helminto. Con esto el agua tratada cumple con los límites de la normativa mexicana (NOM-003-SEMARNAT-1997) y la normativa americana (U.S. EPA, 2004), para ser reutilizada en ciertas actividades, como riego de áreas verdes, lavado de patios, recarga de lagos artificiales, etcétera (Garzón, 2008). Por lo tanto se considera como una buena alternativa para tratamiento *in situ* en zonas rurales y peri-urbanas, en lugares donde hay problemas de salud pública por la falta de drenaje y de sistemas de tratamiento de aguas residuales, por lo que toma especial relevancia en lugares donde el agua es escasa ya que puede ser reusada de forma segura.

En este documento, el lector conocerá la tecnología de biofiltración sobre materiales orgáni-

cos. Esta es una opción tecnológica que puede ser aplicada para tratar el agua residual en el mismo sitio donde se genera, cuando no existe una red de alcantarillado municipal. Por ejemplo para escuelas, institutos, casas solas o en conjuntos, fraccionamientos y también como una solución para pequeñas comunidades de hasta 2 500 habitantes.

El lector conocerá la descripción del sistema, los puntos clave que lo caracterizan y lo diferencian de otros sistemas, los principios o mecanismos por los que se remueven los contaminantes, las ventajas y desventajas de la tecnología, y los requerimientos de terreno. Así mismo aprenderá a diseñarlos a través de la presentación de dos ejemplos de diferente magnitud: una escuela y un sistema municipal.

3.3.2. DESCRIPCIÓN DE LA TECNOLOGÍA

La biofiltración sobre materiales orgánicos es un proceso de filtración lento y pasivo. Se desarrolló recientemente con la finalidad de reducir los costos de inversión, operación y mantenimiento, asociados a los sistemas mecanizados convencionales de tratamiento de aguas residuales que requieren de altos consumos de energía y/o de una operación compleja para funcionar. En México, este sistema se desarrolló con la idea de eliminar la mayor parte de la operación en pequeñas plantas, para así sustituirla por una supervisión del funcionamiento que pueda llevar a cabo el propio usuario. Esto, debido a la falta de personal capacitado en regiones semiurba-

nas y rurales además del costo que implica pagar personal con capacitación especial.

El proceso de biofiltración está basado en el principio de un filtro rociador. No se trata de un reactor inundado, sino de uno empacado con un medio que sirve de soporte a una biopelícula, en el cuál el agua residual se alimenta (rocía) por la parte superior y ésta escurre por gravedad hacia el fondo filtrándose en su camino hacia la salida. Los filtros que utilizan materiales orgánicos como empaque (p.e. turba, paja, pasto, madera, fibras vegetales, etc.) son conocidos como biofiltros sobre materiales o lecho orgánico. En estos sistemas los materiales orgánicos presentan ventajas importantes, ya que además de ser de bajo costo tienen propiedades de adsorción similares a las de un carbón activado. También los hace eficientes para la remoción de sustancias tóxicas y recalcitrantes (Garzón *et al.*, 2011).

La biofiltración con materiales orgánicos de empaque fue desarrollada originalmente en la década de los setenta para el tratamiento de aire contaminado. Por mucho tiempo este tipo de sistemas fue utilizado sólo para tratamiento de gas, y era necesario mantener el material de empaque mojado para permitir solubilizar los contaminantes y removerlos subsecuentemente por biodegradación. A partir del mecanismo de remoción de este sistema, se desarrolló un nuevo concepto para el tratamiento directo de líquidos residuales, en biofiltros sobre cama orgánica. En este caso, la biofiltración es un sistema de tratamiento *in situ*, el cual se caracteriza por aplicar una tasa de filtración muy lenta de agua residual sobre un lecho orgánico, el cual dura cinco años

aproximadamente, y puede ser reutilizado como composta para suelos agrícolas.

3.3.2.1. Mecanismos de operación

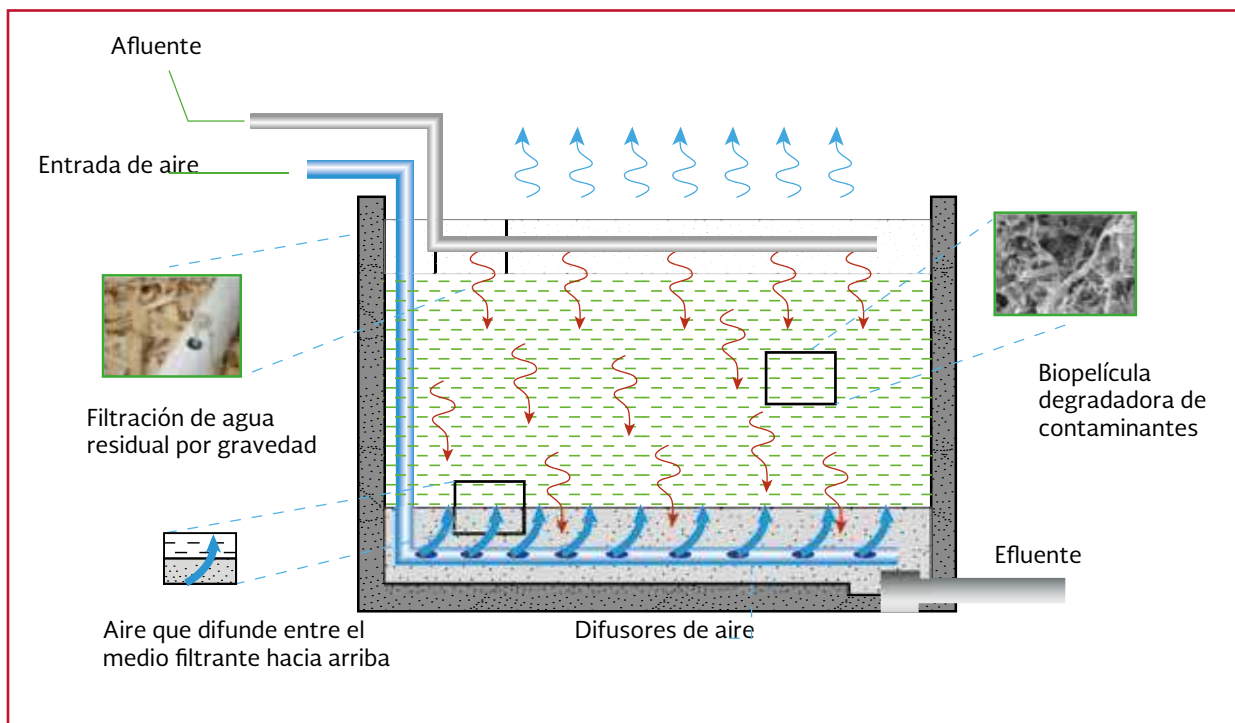
Los sistemas de biofiltración sobre materiales de empaque orgánicos (Ilustración 3.7) son un proceso unitario que puede ser aplicado *in situ*; actúa simultáneamente como tratamiento secundario para la remoción de materia orgánica y como tratamiento terciario para la remoción de nutrientes, compuestos tóxicos y recalcitrantes. En la Ilustración 3.7 se muestra el principio de

operación de un biofiltro. Las aguas residuales alimentadas en la parte superior del biofiltro percolan a través del lecho orgánico, donde son tratadas mediante cuatro procesos simultáneos y naturales (Buelna, 1994).

3.3.2.2. Biofiltración sobre materiales orgánicos

Los filtros que utilizan materiales orgánicos como empaque (paja, pasto, madera, turba, etcétera) son llamados biofiltros sobre cama orgánica.

Ilustración 3.7 Proceso de biofiltración sobre materiales orgánicos. Tomada de Garzón *et al.*, 2005



- Por mucho tiempo este tipo de sistemas fue utilizado sólo para tratamiento de gas, y era necesario mantener el material de empaque mojado para permitir solubilizar los contaminantes y removerlos subsecuentemente por biodegradación
- Considerando el mecanismo de remoción de este sistema, se desarrolló un nuevo concepto para el tratamiento directo de líquidos residuales, en biofiltros sobre cama orgánica
- En este caso, la biofiltración es un sistema de tratamiento in situ, el cual se caracteriza por aplicar una tasa de filtración muy lenta de agua residual sobre un lecho orgánico
- Filtración lenta (reducción de sólidos)
- Absorción, adsorción e intercambio iónico (retención de contaminantes disueltos)
- Biodegradación (reducción de la DBO, N, P y regeneración natural de las propiedades de absorción / adsorción del lecho orgánico)
- Desinfección (eliminación de los coliformes fecales)

El agua residual es alimentada por un sistema que la distribuye homogéneamente sobre toda la superficie del biofiltro. El agua desciende por gravedad y en su camino las partículas son retenidas por filtración de sólidos y coloides de mayor tamaño, los cuales posteriormente son hidrolizados y reducidos a moléculas más simples.

Los contaminantes disueltos presentes en el agua residual son retenidos por procesos de adsorción,

absorción e intercambio iónico sobre la superficie de los materiales orgánicos filtrantes. Razón por la cual el material orgánico a seleccionar debe de presentar una alta porosidad y microporosidad que favorezca estos procesos.

Los contaminantes retenidos en la cama de material orgánico son hidrolizados y biodegradados por una comunidad de microorganismos que se establece sobre el material de empaque. Dentro de este grupo, también se encuentran bacterias heterótrofas aerobias, bacterias quimiolitotrofas aerobias (nitrificantes) bacterias anóxicas (desnitrificantes), bacterias anaerobias y organismos pluricelulares, los cuales convierten los contaminantes hasta formar CO_2 , H_2O y N_2 .

Finalmente, el sistema de biofiltración lleva a cabo una desinfección natural, en la cual se remueven microorganismos patógenos. Al respecto, Garzón *et al.* (2008), mencionan que en estos sistemas de biofiltración, los huevos de helminto son retenidos por mecanismo físico de filtración, mientras que los coliformes fecales y totales son removidas por desactivación por cambios en el medio ambiente (pH, temperatura, conductividad, etc.), además de un mecanismo de predación llevado a cabo por amibas tecadas.

3.3.2.3. Elementos constitutivos

Reactor

El reactor es el recipiente donde se instala el biofiltro que aloja los siguientes componentes: cama filtrante, sistema de alimentación, sistema de aireación y sistema de desagüe (Ilustración 3.8). Las características del reactor son:

Tamaño. El tamaño del reactor se obtiene al elaborar la memoria de cálculo para el dimensionamiento, en la cual se toma en cuenta la calidad (caracterización) y el volumen del agua residual a tratar (Apartado 3.3.9). En este paso se obtiene el área necesaria de biofiltración. Sin embargo, la altura del biofiltro que se recomienda utilizar es de 2.0 metros.

Materiales. El reactor se puede construir de diferentes materiales:

- a) Con piso y paredes de estructura de acero armada y cemento
- b) Con un firme de concreto, cadenas y dalas con armado de acero además de paredes de tabique aplanadas
- c) Cuando el reactor se construye enterrado, se puede construir como en los incisos a o b, pero también puede construirse con un firme de concreto y paredes de ferrocemento (malla electro-soldada con una cubierta de cemento de 8 a 10 cm de espesor) (Ilustración 3.9). Esta es una forma muy económica que se puede utilizar cuando el tipo de suelo no es rocoso; se puede escarbar para instalar el biofiltro enterrado, ya que, lo que da la solidez a las paredes del biofiltro es el mismo suelo que lo rodea.

Aspectos importantes. El fondo del biofiltro deberá tener una pendiente hacia el centro del mismo, donde se coloca la tubería de salida o desagüe. Así mismo el reactor deberá prever la instalación de entrada del agua residual proveniente del pre tratamiento, así como la llegada de aire, si es que el sistema requiere de aireación mecanizada.

Ilustración 3.8 Diferentes materiales constructivos para reactores de biofiltración sobre material orgánico a) concreto armado; b) castillos dalas y tabiques y c) ferrocemento



Cama filtrante

La cama filtrante está constituida por el material orgánico de empaque, la altura de la cama filtrante varía entre 1.5 y 1.8 metros, depen-

Ilustración 3.9 Se observan a) la instalación de salida de desagüe del biofiltro b) las preparaciones de llegada de agua residual de alimentación (arriba) y preparación de entrada de aire (abajo, izquierda)



diendo del tipo de medio filtrante y de la calidad del agua a tratar. La cama filtrante es la parte activa del biofiltro donde se llevan a cabo los mecanismos de remoción descritos anteriormente (Ilustración 3.10). La altura fijada es necesaria para asegurar la remoción de coliformes fecales (Buelna y Bélanger, 1990).

Materiales orgánicos

El medio filtrante está constituido por materiales orgánicos, principalmente astillas de madera y fibras vegetales. Se presentan en la Tabla 3.11 ejemplos de materiales filtrantes utilizados para empacar sistemas de biofiltración.

Ilustración 3.10 Biofiltro sobre materiales orgánicos para el tratamiento de agua residual agro-industrial



Los materiales son susceptibles a ser biodegradados, por lo cual se deben seleccionar aquellos que cuenten con características particulares que les permitan tener mayor durabilidad. Estas características están relacionadas con la estructura y composición química de cada material, es decir con la cantidad de lignina y

Tabla 3.11 Diferentes materiales orgánicos utilizados para empacar sistemas de biofiltración

Material orgánico	Tipo de agua residual tratada	Bibliografía
Turba	Doméstica	Talbot <i>et al.</i> , 1996
Mezcla (30 por ciento turba y 70 por ciento astillas coníferas)	Porcina	Buelna <i>et al.</i> , 2007
Tabachin (<i>Caesalpinia pulcherrima</i>) y Jacaranda (<i>Jacaranda mimosifolia</i>)	Sanitaria	Garzón-Zúñiga et Buelna, 2011
Tabachin (<i>Caesalpinia pulcherrima</i>)	Municipal	Garzón-Zúñiga et Buelna 2012
Jacaranda (<i>Jacaranda mimosifolia</i>) y Fibra de Coco	Municipal	Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007
Fibra de Palma de dátil	Municipal	Riahi <i>et al.</i> , 2009

celulosa que presentan. Las principales características que se deben verificar en el material orgánico son:

1. La densidad específica en peso seco o masa volumétrica específica (MVE), la cual debe tener valores entre 100 y 150 kg/m³ L
2. La cantidad de lignina debe ser ≥ 40 por ciento
3. La relación lignina/celulosa debe presentar valores entre 0.7 y 1.0. (Garzón *et al.*, 2006)

Medio filtrante

El medio filtrante deberá contar con características de granulometría que le permitan obtener un área superficial adecuada para la implantación de la biopelícula. Un valor recomendado de área superficial específica es de 200 m² m⁻³, que corresponde al área de específica de la turba (Coullar, 1994), material con el cual se hicieron los primeros sistemas de biofiltración para tratar aguas residuales residenciales a escala real (Talbot P., 1996). El área superficial específica se puede determinar de forma confiable con la técnica de adsorción de colorantes en soluciones acuosas, en específico con azul de metileno (Wayne & Bhushan, 2012).

Algunas granulometrías recomendadas para el material filtrante son entre 0.5 cm de ancho y 2.5 cm de largo (Garzón & Buelna, 2011).

En la Ilustración 3.10 se presentó un sistema de biofiltración sobre materiales orgánicos a escala real, empacado con astillas de madera. En ella se puede observar la cama de medio filtrante y la red de distribución del agua residual en la superficie.

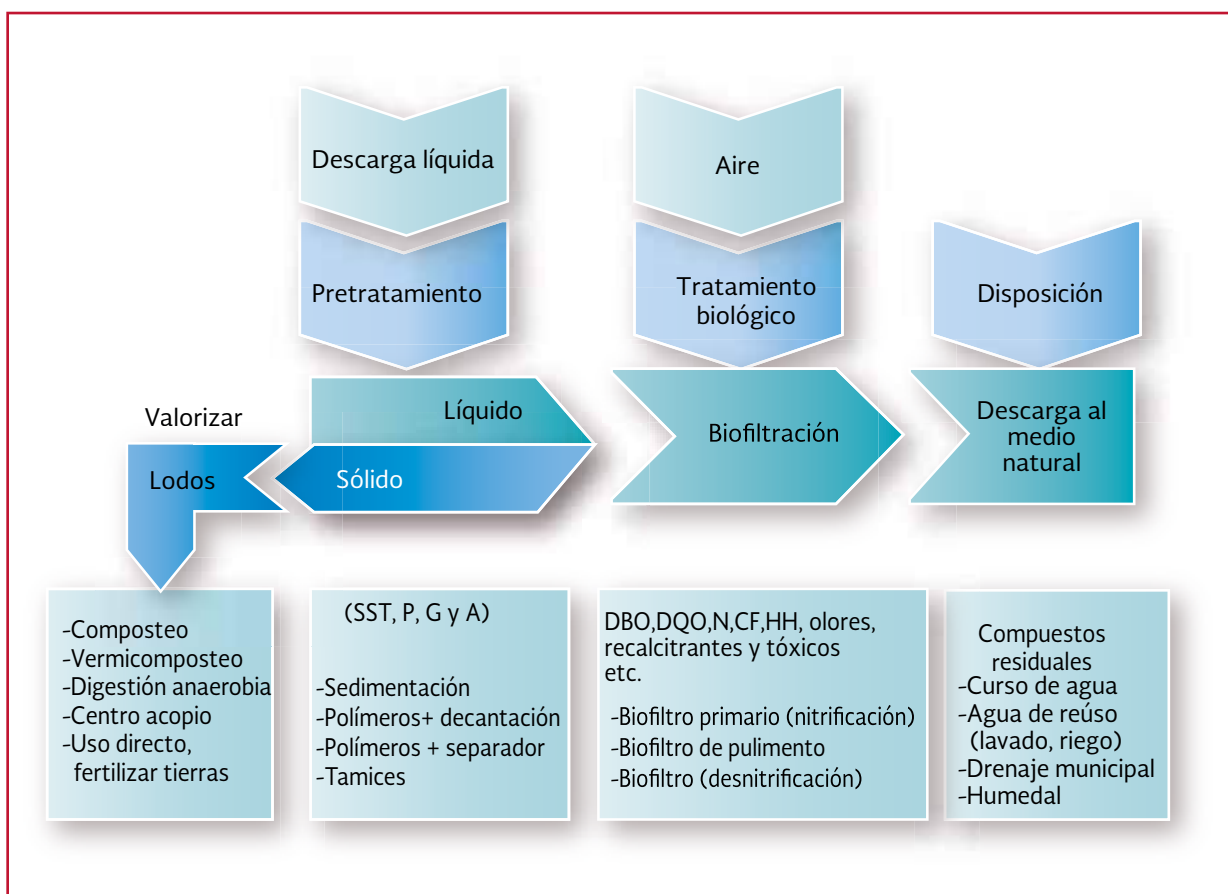
3.3.3. REQUERIMIENTOS

Los biofiltros con material de empaque orgánico deben estar colocados en un tren de tratamiento para asegurar la remoción de todos los contaminantes (Ilustración 3.11). En este caso, el tren se conforma por un pre tratamiento, un tratamiento biológico y, de ser necesario, desinfección para su posterior descarga o reúso.

- a) **Pre tratamiento:** eliminación de sólidos suspendidos, grasas y aceites, y fósforo. El pre tratamiento puede ser un sistema anaerobio de flujo ascendente, un sedimentador, un proceso físico-químico, etcétera. La selección dependerá de las características del efluente a tratar
- b) **Tratamiento biológico:** después del pre tratamiento, el efluente con los contaminantes disueltos es enviado al sistema de biofiltración sobre materiales orgánicos, en donde se remueve la materia orgánica, los nutrientes, los compuestos tóxicos, con esto los microorganismos patógenos se reducen hasta en un 99 por ciento
- c) **Desinfección:** Dependiendo de las restricciones que debe cumplir la descarga, el efluente del biofiltro deberá o no pasar por un sistema de desinfección. Si el agua residual tratada se quiere reutilizar en riego de áreas verdes o en usos urbanos con contacto directo, es preferente instalar una unidad de desinfección (cloración, radiación UV, entre otros)
- d) **Disposición final:** descarga al medio ambiente o reúso

En la Ilustración 3.12 se presenta de manera esquemática un ejemplo de un sistema de

Ilustración 3.11 Tren de tratamiento



tratamiento descentralizado para agua residual municipal de una casa habitación o de un conjunto de casas, a partir de la tecnología de biofiltración sobre materiales orgánicos. El tren está compuesto por fosa séptica más filtro lento empacado con materiales orgánicos y descarga.

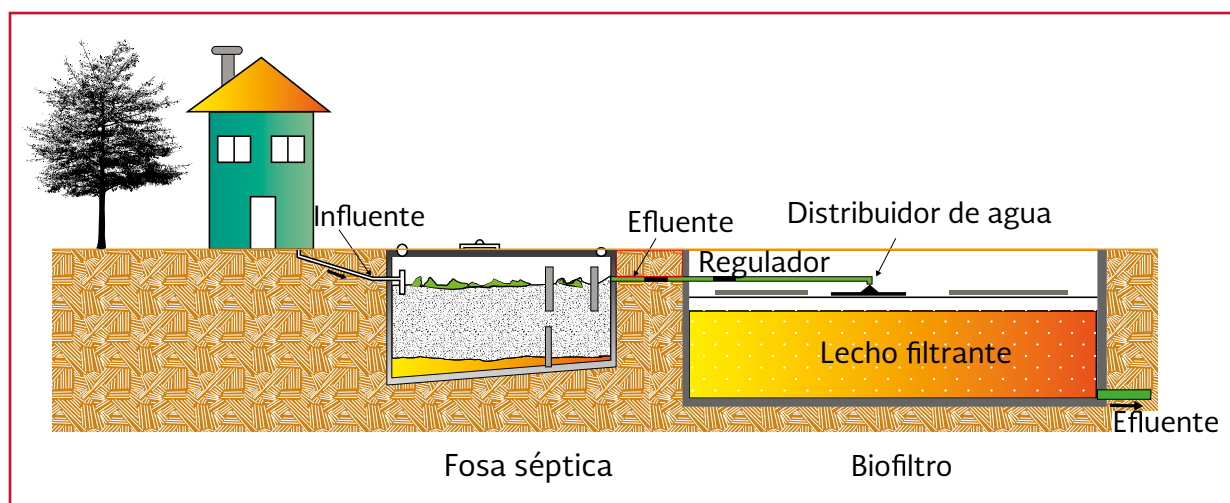
El empaque puede estar conformado por materiales obtenidos de desecho de podas de árboles de jardines y vía pública.

3.3.4. NECESIDAD DE AIREACIÓN MECÁNICA

Dependiendo de la carga de contaminantes del agua residual y el grado de depuración

que se necesite alcanzar, los sistemas pueden ser operados con aireación mecánica o sin aireación mecánica (biofiltración pasiva). Los sistemas que tratan aguas residuales municipales típicas con una DBO de unos 250 a 300 mg/L no requieren de aireación mecánica, la simple aireación natural es suficiente (Garzón-Zúñiga, 2011; Buelna, 2012). Cuando la carga orgánica es elevada, se operan con aireación mecánica, ya que el metabolismo de microorganismos aerobios es más rápido que el de otros organismos, por lo que puede tratar cargas mayores en el mismo tiempo y espacio. Aun cuando se deba efectuar una aireación mecánica, el sistema requiere de equipos de bajo consumo de energía comparados con los que requieren los sistemas aerobios convencionales. Ya que en los sistemas

Ilustración 3.12 Tren de tratamiento del sistema in-situ para casa habitación



convencionales p. e. lodos activados, el caudal de aire que se requiere para vencer la carga de los reactores inundados demanda equipos potentes con alto consumo energético. Mientras que en el caso de los biofiltros no están inundados porque el agua simplemente escurre, y hay gran cantidad de espacios llenos de gas, por lo que la potencia de los equipos para proveer de aire estos sistemas es mucho menor. Se habla de una ventilación con sopladores y no de una aireación con compresores.

Con la acción de los mecanismos descritos anteriormente, el agua residual es depurada al pasar por el biofiltro. El efluente presenta una alta calidad que le permite cumplir con la normatividad de descarga a medios naturales y con la de reúso del agua.

3.3.5. PRODUCCIÓN DE LODOS DE EXCESO Y NECESIDAD DE TRATAMIENTO DE LODOS

Esta tecnología busca un equilibrio entre la remoción de contaminantes y su aprovechamiento por los microorganismos que crecen,

los cuales forman una biopelícula sobre el material de empaque. Para lograr dicho equilibrio se utilizan bajas velocidades de filtración, lo que a su vez regula la carga orgánica restringiendo la cantidad de carbono y nutrientes disponibles para los microorganismos. Este hecho repercute directamente en la disminución de la tasa de reproducción, y con ello el crecimiento y desprendimiento de biopelícula. Además, los microorganismos al morir, en su mayoría, quedan atrapados en el filtro y son reintegrados a los ciclos biológicos dentro del biofiltro, por lo cual no hay prácticamente lodos de exceso que salgan del sistema. Para un sistema a escala real, Garzón-Zúñiga (2011) y Buelna (2012) reportan una concentración de sólidos suspendidos volátiles en el efluente tratado, que sale de un biofiltro sobre materiales orgánicos de entre 2 y 30 mg/L, con lo cual no se requiere un sistema de tratamiento de lodos (Ilustración 3.13).

3.3.6. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Efectivamente, con costos similares o inferiores a los de otros sistemas de tratamiento, la biofiltración sobre materiales orgánicos permite

eliminar > 90 por ciento de SS, > 90 por ciento de DBO, > 80 por ciento de NKT, > 90 por ciento de metales pesados, > 90 por ciento de HAP (hidrocarburos aromáticos policíclicos) y > 99 por ciento de coliformes fecales y > 99 por ciento de los huevos de helminto (Buelna, 1994; Garzón *et al.*, 2007).

Algunas ventajas principales del proceso de biofiltración sobre material orgánico son:

- a) En una sola unidad (filtro) se puede asegurar un tratamiento completo y eficiente de las aguas residuales (tratamiento primario (SS), secundario (DBO), terciario (Nutrientes y compuestos tóxicos) y desinfección (coliformes fecales y huevos de helminto)
- b) Esta tecnología de biofiltración lenta no produce lodos residuales. Se diseña para que la comunidad de microorganismos no se encuentre en fase exponencial de crecimiento, sino más bien en una fase estacionaria en la que se equilibra el crecimiento con el decaimiento. Mientras que los microorganismos que mueren son hidrolizados y reinsertados en los ciclos biológicos del sistema
- c) Su superficie es 12 veces menor que la requerida por otros sistemas no convencionales (p. e.: fosa séptica + pozo de absorción o lagunas)
- d) Su operación y mantenimiento es mínimo comparado con sistemas convencionales. Para un sistema que trata el agua residual de una escuela de 1200 perso-

Ilustración 3.13 Biofiltro sobre materiales orgánicos con capacidad para tratar las necesidades de una población de 200 habitantes en Cuernavaca Morelos



nas se requiere de 1 h semanal (Garzón & Buelna, 2011)

- e) Estos sistemas son ideales para lugares en donde el efluente se genera de forma intermitente e incluso hay periodos sin generación de agua residual (por ejemplo en una escuela durante periodos vacacionales o centros ecoturísticos en periodos de baja o nula afluencia). En tanto que los microorganismos presentes quedan en forma latente y se alimentan de los contaminantes que previamente fueron retenidos en el filtro por procesos de adsorción. Si el periodo de ausencia de agua residual se prolonga mucho, se pueden alimentar del mismo medio filtrante orgánico, de tal forma que la biopelícula sigue presente y activa por mucho tiempo. Al momento de recomenzar la generación y alimentación de agua residual, el sistema opera inmediatamente, además de que se vuelve más eficiente en la remoción de contaminantes y alcanza su máxima eficiencia en un menos de 15 días (Garzón y Buelna, 2011)
- f) Sus costos de inversión son similares o inferiores en comparación con los sistemas convencionales. Pero sus costos de operación y mantenimiento son muy inferiores a los de operación de un sistema convencional mecanizado
- g) Los sistemas de biofiltración son sistemas modulares que ofrecen la ventaja de adaptarse al crecimiento de la población o al de una industria. La construcción de los módulos de biofiltración es flexible y las dimensiones de éstos se establecen en función de las características del agua a tratar, del gasto, de las características

del terreno y de los costos de excavación, compactación, cimentación, etcétera. El diseño modular asegura igualmente la facilidad de operación del sistema

Algunas desventajas son:

- a) Requieren de más terreno que un sistema mecanizado compacto como lodos activados, filtro rociador o bioreactor con membrana (MBR), por lo que en sitios donde no se dispone de suficiente terreno se encuentran en desventaja con sistemas compactos
- b) El material de empaque que se utiliza, a pesar de presentar entre sus ventajas el bajo costo y poseer propiedades similares a las de un carbón activado, tiene como desventaja el hecho de que también se biodegrada y después de aproximadamente 5 años debe de ser reemplazado por nuevo material filtrante (Talbot *et al.*, 1996)
- c) No todos los materiales orgánicos son adecuados para ser utilizados como medio filtrante o de empaque, ya que algunos se degradan con una velocidad tan alta que el medio filtrante puede necesitar ser reemplazado en un año o menos. Por ejemplo el bagazo de caña de azúcar o el carrizo (Garzón *et al.*, 2006). Por lo tanto se buscan materiales con una estructura resistente a la biodegradación, que por lo general tengan una relación de lignina y celulosa cercana a 60-40 en por ciento, cada una
- d) El efluente presenta una cierta coloración que se debe a un lavado de los ácidos húmicos y fúlvicos propios del material filtrante. Sin embargo, estos compuestos no representan un impedimento para su

reúso y su descarga a cuerpos de agua receptores, ya que son compuestos naturales que no son dañinos (Garzón *et al*, 2006)

- e) Estos sistemas presentan un periodo inicial en el que la concentración de los ácidos húmicos es muy alta, y al ser lavados aumentan considerablemente la concentración de salida de algunos parámetros como la DQO. Pero este periodo de lavado intensivo generalmente dura unas 3 o 4 semanas. (Garzón *et al.*, 2006)

3.3.7. NICHOS DE APLICACIÓN

Es importante mencionar que esta tecnología se ha desarrollado para satisfacer las necesidades de lugares donde se generan pequeños volúmenes de agua residual equivalentes a 1 - 2 500 habitantes y a pequeñas industrias. Se han construido módulos que tratan diariamente 0.5, 1, 5, 10, 50, 150 y 450 m³ diarios de agua residual. La capacidad de tratamiento varía de 0.2 - 1 m³/(m² d), según las características del agua y las normas de descarga.

Esta tecnología es apropiada para tratar pequeños volúmenes de agua, debido a que requiere de un área superficial superior a diferencia de los sistemas convencionales. No obstante, su requerimiento de espacio es mucho menor que el de los sistemas naturales, como lagunas y humedales. La biofiltración sobre cama orgánica es una tecnología intermedia entre las altamente tecnificadas, que utilizan un espacio pequeño por cada m³ de agua tratada, y las naturales, que utilizan grandes extensiones de terreno por m³ de agua tratada. La necesidad de espacio es estimada como cinco veces menor a la requerida por un humedal para el tratamiento de aguas

residuales domésticas (Ilustración 3.13). La biofiltración sobre cama orgánica es una excelente opción para:

- Escuelas
- Fraccionamientos
- Casas habitación
- Conjuntos habitacionales
- Mercados
- Lugares sin drenaje
- Poblaciones ≤ 2 500 habitantes

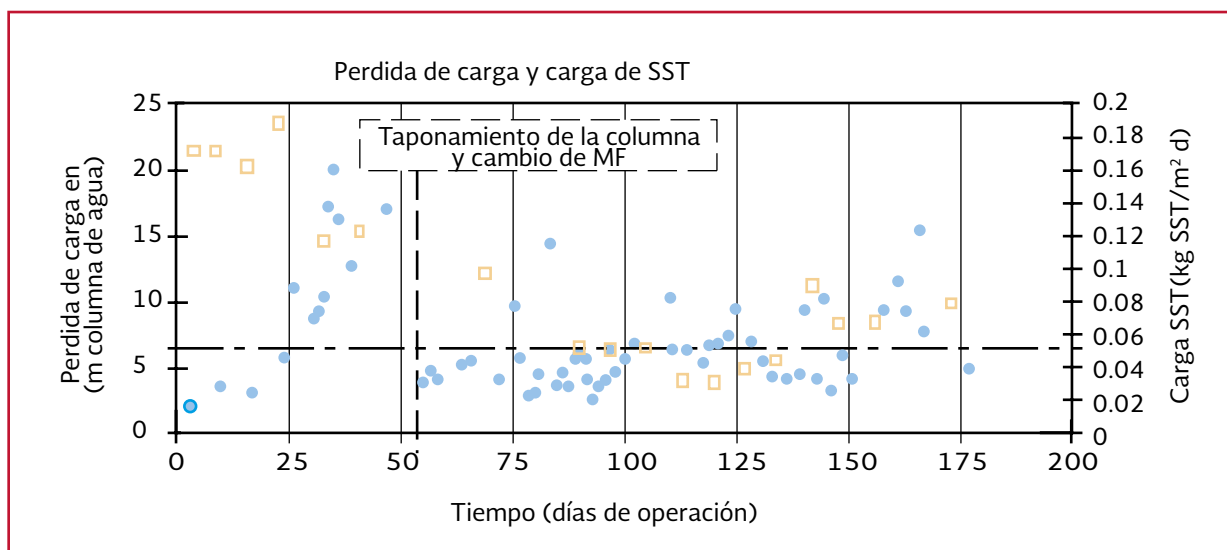
3.3.8. PARÁMETROS DE CONTROL Y DISEÑO DE LA BIOFILTRACIÓN

Los principales parámetros de control de un sistema de biofiltración sobre cama orgánica son aquellos que afectan la hidrodinámica del sistema. Entre los cuales se encuentran la carga de SST, la carga orgánica, la carga hidráulica y la velocidad de filtración.

3.3.8.1. Carga superficial de SST

Al tratarse de un sistema de filtración se debe de evitar la obstrucción y taponamiento parcial o total del lecho filtrante. Por tal motivo una característica primordial de los materiales de empaque orgánicos seleccionados es que presenten una porosidad en columna elevada de entre 80-85 por ciento, y se deben evitar las altas cargas de SST. En la Ilustración 3.14 se presenta el comportamiento de la carga de SST con respecto al aumento de la presión que ejerce el aire dentro de la cama filtrante (medido como ml de columna de agua desplazada). En ella se observa que al operar cargas de 0.17 Kg SST/(m² d), la obstrucción del biofiltro (pérdi-

Ilustración 3.14 Comportamiento de la pérdida de carga dentro del biofiltro (•) y de la carga de SST (▣) introducida en un sistema de biofiltración que trata estiércol de puerco



da de carga) aumentó exponencialmente hasta que el sistema presentó un taponamiento total, aproximadamente a los 50 días de operación, por lo que se realizó un cambio de medio filtrante en la superficie y se disminuyó la carga de SST. Se observó que la pérdida de carga se mantiene en valores aceptables de SST es $\leq 0.05 \text{ Kg SST}/(\text{m}^2 \text{ d})$. También se observó que al aumentar la carga a $0.08 \text{ Kg SST}/(\text{m}^2 \text{ d})$, la pérdida de carga aumenta de forma peligrosa. Con base en estos resultados se recomienda utilizar como valor de diseño una carga de SST $< 0.05 \text{ Kg SST}/(\text{m}^2 \text{ d})$, (Garzón, 2001) (Garzón *et al*, 2007b).

3.3.8.2. Carga orgánica superficial (COS)

La carga orgánica es otro parámetro de control de los sistemas de tratamiento por biofiltración sobre cama orgánica. En la Ilustración 3.15 se presenta el comportamiento de la concentración remanente de DQO en el efluente de agua residual porcina después haber sido tratado por biofiltración sobre lecho orgánico, al utilizar diferentes cargas de DQO. En ella se puede ob-

servar que los mejores resultados de remoción se obtienen con una carga orgánica superficial de $0.55 \text{ kg DQO}/(\text{m}^2 \text{ d})$. Sin embargo se recomienda que la COS sea $< 0.5 \text{ kg DQO}/(\text{m}^2 \text{ d})$ (Garzón, 2001; Garzón *et al*, 2007b).

El efecto de la carga orgánica superficial (aplicada como DBO) sobre la concentración de DBO, remanente en el efluente, se presenta en la Ilustración 3.16. En ésta se puede observar que con la COS de $0.32 \text{ Kg DBO}/(\text{m}^2 \text{ d})$ se obtienen los mejores resultados de remoción

3.3.8.3. Velocidad de filtración y altura de la cama filtrante

La velocidad de filtración tiene un efecto importante sobre la eficiencia de remoción de diferentes contaminantes.

Efecto sobre la desinfección Coliformes fecales

Buelna & Belanger (1990) reportan que la carga hidráulica superficial (CHS) tiene un efecto sobre la capacidad de desinfección o remoción

Ilustración 3.15 Comportamiento de la DQO residual con respecto a la carga orgánica superficial aplicada en un biofiltro que trata agua residual de granja porcina

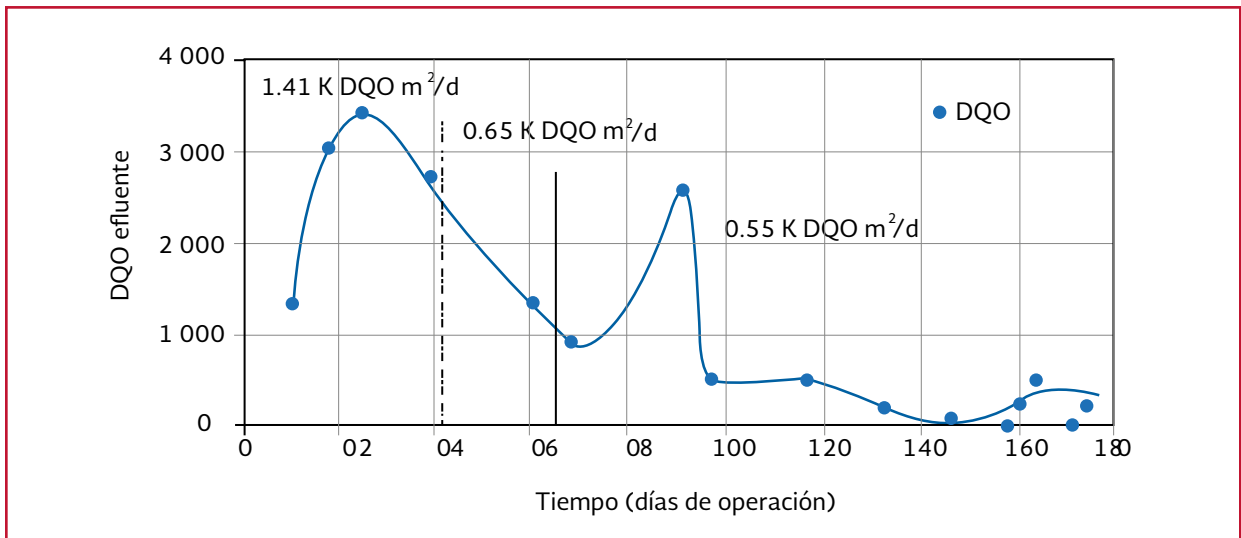
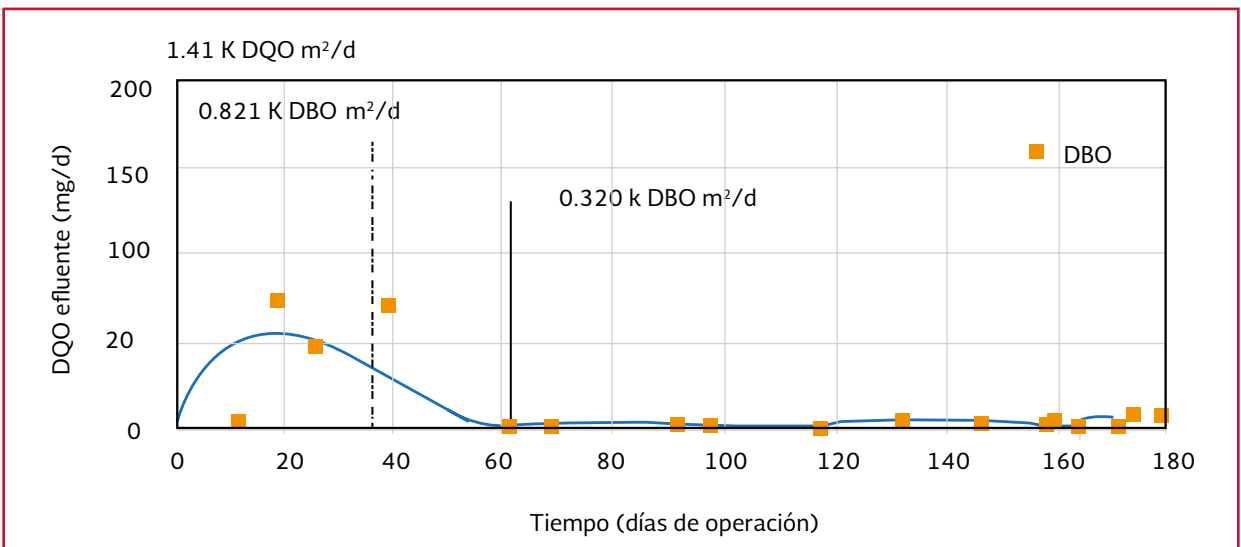


Ilustración 3.16 DBO remanente del efluente de un sistema de biofiltración que trata agua residual de granja porcina, relacionada con diferentes valores de COS aplicada



de bacterias coliformes fecales. Tal y como se muestra en la Tabla 3.12 a menores velocidades de filtración, la remoción de coliformes fecales es más efectiva. Con una velocidad de filtración de 0.3 m/d se remueven hasta 5 unidades logarítmicas: Al aumentar la CHS a 0.6 m/d, se reducen 3 unidades logarítmicas, mientras que

al aumentar el caudal a 1.3 m/d, únicamente se reducen 2 unidades logarítmicas.

Sin embargo otro factor importante para la remoción de patógenos es la altura del lecho filtrante. Como se puede ver en la Tabla 3.13 al doblar la altura del lecho de 0.8 a 1.6 metros, la eficien-

cia de remoción de coliformes fecales mejora en aproximadamente 3 unidades logarítmicas.

Buelna & Belanger (1990) sugieren que la disminución de coliformes en biofiltros empacados con turba, puede estar relacionada con el pH ácido de este material, con su gran área superficial y su capacidad de adsorción. Pero, además las condiciones del lecho de turba son propicias para el crecimiento de champiñones del género *Penicillium*, cuyas excreciones extracelulares tienen un efecto bactericida (Brooks *et al.*, 1983).

Al respecto Lens *et al.* (1994), reportan que la remoción de CF no puede deberse únicamente a la capacidad de adsorción y al ambiente ácido de los biofiltros empacados con turba, ya que ellos observaron que la remoción de bacterias ocurre únicamente 30 días después del arranque del biofiltro. Estos resultados concuerdan con los observados por Garzón *et al.* (2008), quienes asocian la eficiencia de remoción de las CF con la implantación de una población de amebas tectadas, las cuales depredan a las bacterias de vida libre, algas y hongos; además éstas tienen la capacidad para degradar lignina y celulosa (Alekpéro & Snegovoya, 2000; Nicolaus *et al.*, 2005), las cuales fueron identificadas en gran número en los sistemas de biofiltración (Ilustración 3.17).

3.3.8.4. Efecto sobre la nitrificación

Buelna & Belanger (1990) muestran que al aplicar una CHS de 0.3 m/d se presenta una muy buena eficiencia de remoción del N-NH_4^+ , y que al aumentar la CHS a 0.6 y 1.3 m/d la remoción disminuye hasta ser casi nula en algunos casos (Tabla 3.13). Esto debido a que el proceso de nitrificación se ve afectado, como se puede observar en la Tabla 3.14, con una CHS de 0.3 m/d, se obtienen altas concentraciones de N ($\text{NO}_2^- + \text{NO}_3^-$) con una altura de columna de 0.8 metros.

3.3.8.5. Tasa de aireación

La necesidad de aireación del sistema depende de la carga orgánica del efluente a tratar y de la carga hidráulica aplicada. Cuando se desea tratar efluentes con baja carga orgánica, la biofiltración puede realizarse sin aplicar una aireación mecánica forzada, es decir con una aireación pasiva o natural es suficiente (Buelna y Belanger, 1990; Roberge *et al.*, 1999). Mas en el caso de aguas residuales agroindustriales, como por ejemplo el estiércol de puerco, el cual está altamente cargado con materia orgánica y nitrógeno, en una biofiltración pasiva sólo se obtienen bajas eficiencias de remoción, en particular para el nitrógeno, el cual es parcialmente nitrificado. Sin embargo al aplicar aireación forzada a una tasa

Tabla 3.12 Eficiencia de remoción de coliformes fecales con diferente Carga Hidráulica superficial y diferente altura de lecho y tipo de material orgánico de empaque, Buelna y Belanger (1990)

Carga Hidráulica Superficial m/d	Afluente	Efluente Biofiltro 1 0.8 m	Efluente Biofiltro 1 1.6 m	Efluente Biofiltro 2 0.8 m	Efluente Biofiltro 2 1.6 m	Efluente Biofiltro 3 0.8 m	Efluente Biofiltro 3 1.6 m
(Bacterias coliformes fecales / 100 mL)							
0.3	758 000	8	6	0	0	49	0
0.6	575 000	10 600	201	1 200	6	12 800	6
1.3	1 819 000	46 000	11 000	5 500	2 000	171 000	650

Ilustración 3.17 Amebas tecadas detectadas creciendo en biofiltros empacados con materiales orgánicos tropicales

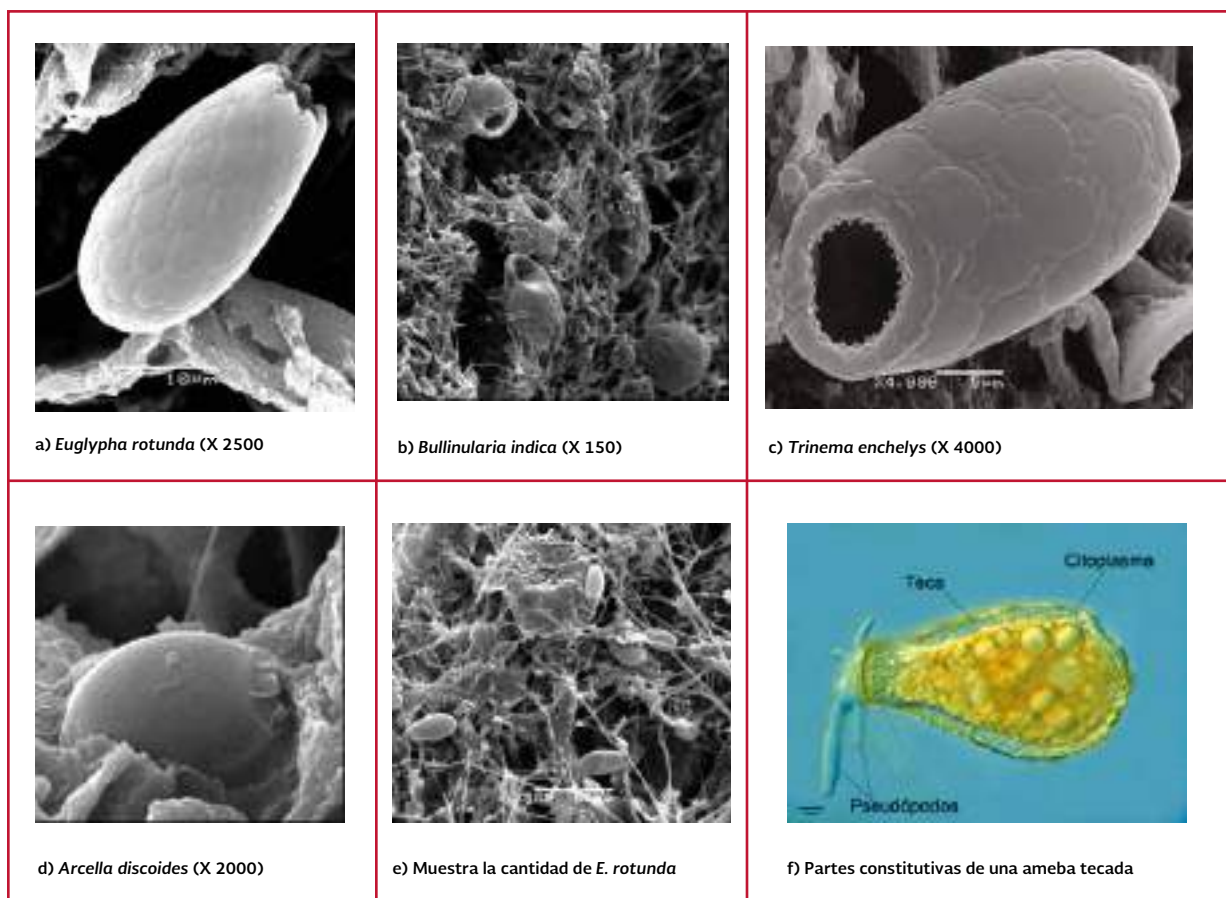


Tabla 3.13 Efecto de la CHS sobre la eficiencia de remoción de N-NH_4^+

Carga Hidráulica Superficial m/d	Afluente	Efluente Biofiltro 1 0.8 m	Efluente Biofiltro 1 1.6 m	Efluente Biofiltro 2 0.8 m	Efluente Biofiltro 2 1.6 m	Efluente Biofiltro 3 0.8 m	Efluente Biofiltro 3 1.6 m
	(Nitrógeno amoniacal mg/L)						
0.3	7.9	0.3	4.3	0.3	0.1	1.2	0.2
0.6	8.4	7.1	7.7	0.4	2.3	6.1	1.1
1.3	11.7	10.5	6.9	5.5	4.4	11.2	3.9

Tabla 3.14 Efecto de la CHS sobre la nitrificación

Carga Hidráulica Superficial m/d	Afluente	Efluente Biofiltro 1 0.8 m	Efluente Biofiltro 1 1.6 m	Efluente Biofiltro 2 0.8 m	Efluente Biofiltro 2 1.6 m	Efluente Biofiltro 3 0.8 m	Efluente Biofiltro 3 1.6 m
	(Nitrógeno de nitritos y nitratos mg/L)						
0.3	2.6	4.5	4.3	6.0	5.2	6.9	4.2
0.6	1.9	2.4	3.3	3.3	5.5	2.7	4.1
1.3	1.0	2.9	5.6	9.3	11.3	2.8	15.2

de 34 m /h se obtuvieron excelentes eficiencias de remoción: 99 por ciento de la DBO, y 95 por ciento del NTK. Garzón *et al.* (2007), reportan que al tratar agua residual de granja de puercos, aplicando con una tasa de aireación de 3.4 m/h, se remueve el 81 por ciento de la DQO y el 59.8 por ciento del N-amoniacal, mientras que al aplicar una tasa de aireación de 9.4 m/h se remueve el 97 por ciento de la DQO y el 99.7 por ciento del N-NH₄⁺ (Ilustración 3.18 e Ilustración 3.19). Estos autores también reportan, que contrariamente a lo que se podría esperar, un aumento en la tasa de aireación, incrementa la formación y liberación de N₂ por desnitrificación simultánea.

3.3.9. DISEÑO DE SISTEMAS DE BIO-FILTRACIÓN SOBRE MATERIALES ORGÁNICOS

3.3.9.1. Datos de base para realizar el diseño

El primer paso para comenzar el diseño es tener los datos de base: el caudal y la caracterización del agua residual. Esta información se obtiene a partir de los lineamientos de la normatividad mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996, la cual consiste en realizar un muestreo de 24 horas y determinar una serie de parámetros

Ilustración 3.18 Concentración de DQO del efluente en 2 biofiltros con diferente tasa de aireación: 9.4 (m³ aire m⁻²·h) (Δ) y 3.4 (m³ aire m⁻²·h) (•). Tomada de Garzón-Zúñiga *et al.*, 2007

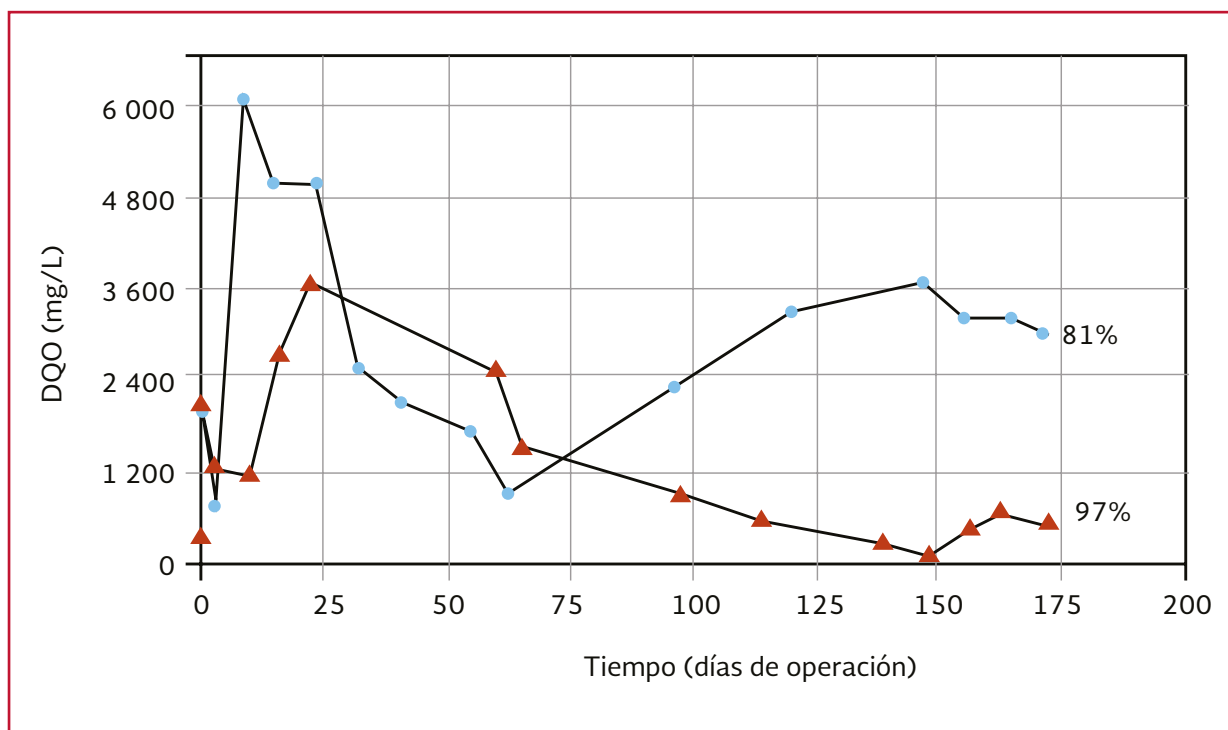
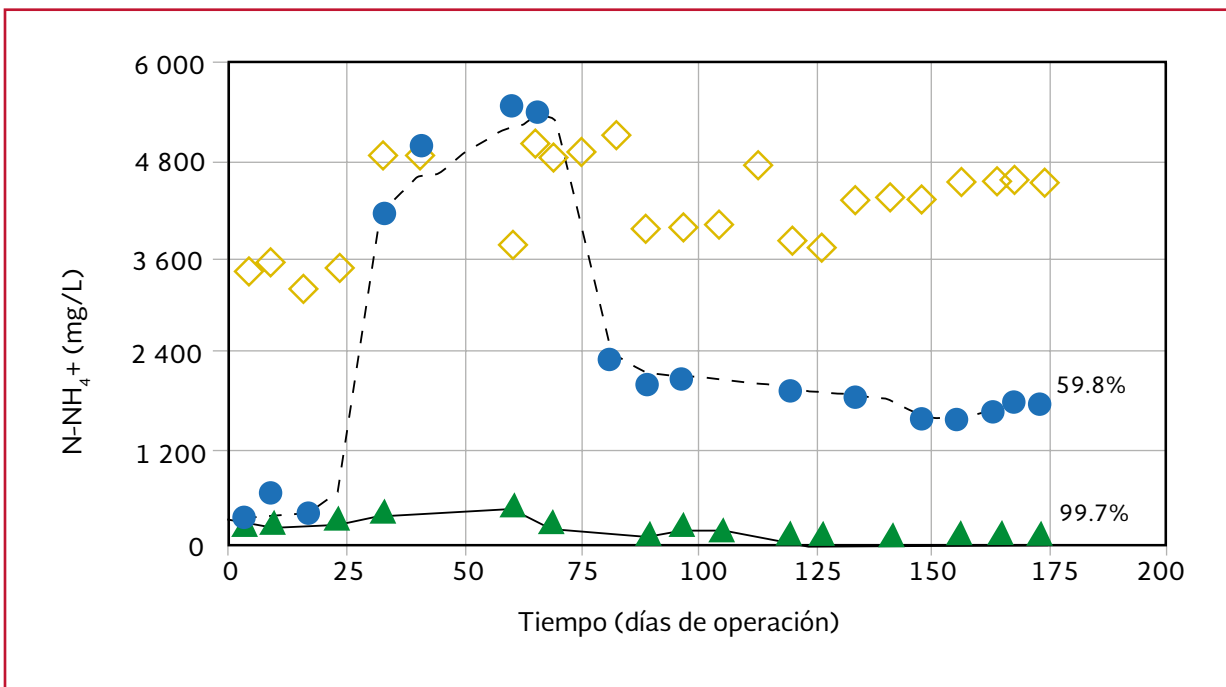


Ilustración 3.19 Comportamiento de la concentración de N-NH_4^+ en 2 biofiltros con diferente tasa de aireación: $9.4 \text{ (m}^3 \text{ aire m}^{-2}\text{-h)}$ (Δ) y $3.4 \text{ (m}^3 \text{ aire m}^{-2}\text{-h)}$ ($\bullet$). Tomada de Garzón-Zúñiga *et al.*, 2007b



físico-químicos y biológicos. Además de estos lineamientos se requerirán para el diseño los siguientes SST, DBO, N-T, o NTK y adicionalmente la DQO.

La mejor forma de realizar el diseño es basándose en esta caracterización, ya que de esta manera es menos probable que el sistema falle o quede sub o sobre dimensionado. Sin embargo, cuando no se tienen, y es muy difícil obtener estos datos, se deberá estimar con base en datos bibliográficos de aguas residuales de origen similar la calidad del agua a tratar para poder diseñar el sistema.

Una vez con los datos de la caracterización se procede a realizar el dimensionamiento.

3.3.9.2. Parámetros de diseño

Como ya se explicó anteriormente, los parámetros de diseño son principalmente las cargas máxicas específicas ($\text{kg/m}^2 \text{ d}$) por contaminante que se deben respetar en el diseño del biofiltro: SST, DBO, DQO, N, G y A (grasas y aceites) y adicionalmente la carga hidráulica superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$). Los valores de diseño para cada uno de estos componentes se toman de acuerdo a los trabajos realizados por Buelna & Belanger (1990) y Garzón-Zúñiga *et al.* (2007b, Tabla 3.15). A partir de estos valores se asegura que no se requiere de aplicar una aireación mecanizada al sistema de biofiltración como lo demuestran los trabajos realizados por Garzón-Zuñiga (2011) y Buelna (2012).

Tabla 3.15 Valores de diseño

Parámetro	Valor de diseño (kg/m ² d)	De acuerdo con
SST	0.042	Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007b
DBO	0.075	Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007b
DQO	0.147	Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007b
NT	0.009	Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007b
GyA	0.010	Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007b
CHS	0.350 (m/d)	Buelna et Belanger, 1990

3.3.9.3. Dimensionamiento

a) Pretratamiento

Como ya se explicó el sistema de biofiltración debe diseñarse con un pretratamiento que proteja el sistema del efecto negativo de los sólidos, de las grasas y aceites, para reducir al máximo la posibilidad de obstrucción del filtro por estos contaminantes

Sin embargo, el pretatamiento tendrá también un efecto de disminución de la concentración de otros contaminantes presentes en el agua residual cruda. Dicha reducción debe de ser tomada en cuenta, es decir el dimensionamiento de la unidad de biofiltración se deberá realizar con la calidad del agua que sale del pretratamiento

b) Dimensionamiento

Una vez que se tiene la calidad del agua a la salida del pretratamiento y se conoce el caudal de agua a tratar, entonces se deberá de calcular la masa de cada contaminante que va a ser tratada. Esto es, se multiplica la concentración por el caudal diario y se obtiene la masa en kg

de contaminante por día. Esta masa entonces se relaciona con el valor máximo de diseño, de esta manera se obtiene el área de biofiltro requerida para respetar la carga másica específica de diseño.

El mismo procedimiento se deberá seguir con cada uno de los contaminantes. Al final se deberán comparar las áreas de filtración, seleccionándose aquella que resulte ser la mayor, con lo cual se asegura que el diseño permitirá cumplir con la calidad de salida esperada para todos estos parámetros contaminantes.

Ejemplo de diseño

Objetivo. Diseñar un sistema de tratamiento por biofiltración sobre materiales orgánicos para un caudal de 18 m³/d (0.21 L/s), el cual presenta, en la Tabla 3.16, las concentraciones de contaminantes presentes.

Tabla 3.16 Caracterización de agua residual cruda para diseñar un biofiltro

Parámetro	Concentración (mg/L)
DBO	358
DQO	550
SST	225
N-T	35
NTK	33
P-T	15
GyA	30
C. Fecales	7.3E+07

Pretratamiento. El primer paso es determinar el pretratamiento que se debe instalar, el cual deberá eliminar primero la basura y sólidos de gran tamaño, para lo cual se utilizan rejillas de 0.5 cm de separación. Posteriormente, se deberán eliminar la mayor parte de los SST y de las GyA. En general se busca que el pretratamiento seleccionado

remueva un 50 por ciento de los SST y de las GyA; un 30 por ciento de la materia orgánica medida como DQO y DBO. Así la concentración de P y N permanecen casi sin cambio y se remueve una unidad logarítmica de coliformes fecales.

Tomando en cuenta estas eficiencias de remoción, se espera que la calidad del agua residual, después del pre tratamiento, sea muy similar a la que se presenta en la Tabla 3.17.

Determinación de carga másica.- Se determina multiplicando la concentración del contaminante por el caudal diario, como se muestra a continuación:

$$DBO = 250 \frac{mg}{L} \frac{1kg}{10^6 mg} \frac{10^3 L}{1m^3} DBO = 0.25 \frac{kg}{m^3}$$

Ecuación 3.54

$$\begin{aligned} \text{Carga másica} &= 0.25 \frac{kg DBO}{m^3} \left(18 \frac{m^3}{d} \right) \\ &= 4.5 \frac{kg DBO}{d} \end{aligned}$$

Determinación del área de filtración.- Una vez que se tiene la carga másica de contaminante, ésta se relaciona con el límite máximo de diseño, como se muestra a continuación:

$$\text{Área de filtración} = \frac{\text{Carga másica}}{\text{Carga másica específica de diseño}}$$

Ecuación 3.55

$$\text{Área de filtración} = \frac{4.5}{0.075} = 60 m^2$$

El mismo procedimiento se sigue para cada contaminante. En la Tabla 3.18 se muestran los valores de diseño y las diferentes áreas de filtración según el contaminante que se desea remover para este caso.

Una vez calculada el área de filtración que requiere cada contaminante que debe ser tomado en cuenta (de acuerdo con la normatividad), se selecciona la área mayor de filtración para asegurarse que el efluente dará la calidad esperada para todos los contaminantes tomados en cuenta. Por lo tanto, para el ejemplo de diseño se de-

Tabla 3.17 Eficiencia de remoción de contaminantes del pre tratamiento

Parámetro	Agua residual cruda (mg/L)	Eficiencia remoción (%) en el pretratamiento	Agua residual pre tratada (mg/L)
DBO	358	30	250
DQO	550	30	385
SST	225	50	112.5
N-T	35	SR	35
NTK	33	SR	33
P-T	12	SR	12
GyA	30	50%	15
C. Fecales	7.3E+07	1 unidad log	7.3E+06

SR.- Sin remoción significativa

Tabla 3.18 Áreas de filtración calculadas para cada contaminante a partir de la calidad de agua después del pretratamiento

Parámetro	Agua residual pre-tratada (mg/L)	Carga másica (Kg/d)	Valor de diseño (kg/m² d)	Área de filtración (m²)
DBO	250	4.50	0.075	60
DQO	385	6.93	0.147	47
SST	112.5	2.03	0.042	48
N-T	35	0.52	0.009	58
G y A	15	0.25	0.01	25

berá tomar el área de filtración de la DBO igual a 60 m², para el dimensionamiento del reactor de biofiltración.

Dimensionamiento de sistema de tratamiento

Biofiltro.- De acuerdo con los trabajos realizados por Buelna y Belanger (1990) se recomienda que la cama filtrante tenga una altura útil de al menos 1.6 m, esta misma debe tener un soporte, y además el reactor que la contenga deberá tener bordos libres. Se recomienda que la altura del reactor sea de 2.0 m, por lo cual para el ejemplo de diseño actual, el volumen del reactor se determina como la siguiente fórmula:

$$Volumen_{biofiltro} = Area_{biofiltro} (Altura_{biofiltro})$$

Ecuación 3.56

$$Volumen_{biofiltro} = 60 m^2 (2 m) = 120 m^3$$

La forma del biofiltro puede ajustarse al terreno disponible para su construcción, ya sea cuadrado, rectangular, circular o incluso asimétrico. En la Tabla 3.19 se presentan las medidas para cada caso.

Si se selecciona una geometría circular, la Tabla 3.20 y la Ilustración 3.20 presentan las dimensiones finales del sistema de tratamiento.

3.4. BIODIGESTORES ANAEROBIOS

3.4.1. INTRODUCCIÓN

Los procesos anaerobios se han utilizado para la remoción de materia orgánica, con una eficiencia de entre el 40 al 90 por ciento de demanda química de oxígeno (DQO). El alcance de la remoción depende del tipo de reactor y del agua residual a tratar, donde se obtiene una mayor remoción con aguas residuales concentradas.

Los tipos de procesos anaerobios pueden ser tanques sépticos, biodigestores, lagunas anaerobias, filtros anaerobios, reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA) entre otros.

En comunidades rurales se han utilizado biodigestores para el manejo de los residuos tanto humanos como animales. Un biodigestor, en su forma más sencilla, es un tanque cerrado, her-

Tabla 3.19 Dimensiones del Biofiltro dependiendo de la forma geométrica seleccionada

Forma Reactor de biofiltración	Área de diseño del reactor (m²)	Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
Cuadrado	60	7.75	7.75	2
Rectangular	60	10	6.	2
Circular	60	8.75 (diámetro)		2

Ilustración 3.20 Esquema Biofiltro

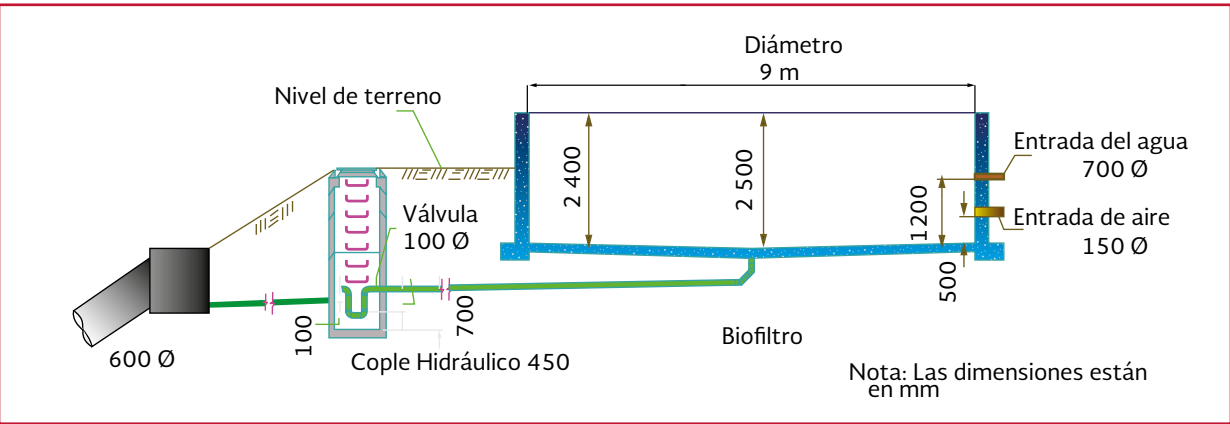


Tabla 3.20 Dimensiones del sistema de biofiltración del ejemplo de diseño

Dimensiones finales Sistema de Biofiltración	
Dimensiones de pretratamiento	
Volumen (m³)	36
Altura útil (m)	1.5
Área (m²)	24
Ancho (m)	2.5
Largo (m)	9.6
Dimensiones del Biofiltro	
Diámetro (m)	8.75
Altura (m)	2.0
Área de biofiltro (m²)	60
Volumen de filtro (m³)	120

mético e impermeable, comúnmente llamado reactor, dentro del cual se deposita el material orgánico a tratar (excrementos de animales y humanos, desechos vegetales-no cítricos, entre otros).

Un digestor está conformado por el tanque hermético y un depósito de almacenamiento para el biogás, generado en la degradación de la materia orgánica. Éstos pueden estar integrados o separados, y el tanque receptor del biogás puede ser de campana fija o flotante.

Este sistema puede presentar un tanque previo utilizado como alimentación y para nivelar presión del agua residual antes del reactor; un dispositivo para captar y almacenar el biogás y un pos tratamiento (filtración, lagunas o hume-

dales, lechos de secado, entre otros) a la salida del reactor.

3.4.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO

El proceso se lleva a cabo en ausencia de aire, oxígeno y nitratos; también, la degradación de los compuestos complejos (proteínas, carbohidratos, grasas) hasta la generación biogás, lodos y un efluente tratado. En la degradación intervienen un amplio grupo de microorganismos, principalmente bacterias.

Los procesos anaerobios involucrados son hidrólisis (bacterias acidogénicas), que transforman las partículas suspendidas y moléculas disueltas de gran tamaño a pequeñas moléculas disueltas,

las cuales por medio de fermentación (bacterias acidogénicas) son transformadas a ácido acético más hidrógeno; éstos compuestos por medio de la metanogénesis (bacterias metanógenicas) son transformados a metano más anhídrido carbónico. La producción de lodos, en los procesos anaerobios, es mínima comparada con un proceso aerobio, por lo que no se requiere de una purga constante. La remoción de lodos se deberá realizar cuando éstos ocupen un volumen mayor a un tercio de la capacidad del reactor.

La Ilustración 3.21 muestra un diagrama del balance de DQO durante el proceso de degradación anaerobia, en donde la DQO biodegradable (DQO_{bd}) representa la porción del desecho que puede ser degradado biológicamente en condiciones anaerobias. La DQO recalcitrante (DQO_{rec}) refiere a la porción de sustrato orgánico (considerado biológicamente inerte), que no puede ser degradado por los microorganismos fermentativos. En el proceso anaerobio, el sustrato biodegradable es consumido por microorganismos fermentativos y convertidos a nuevas células: DQO de células

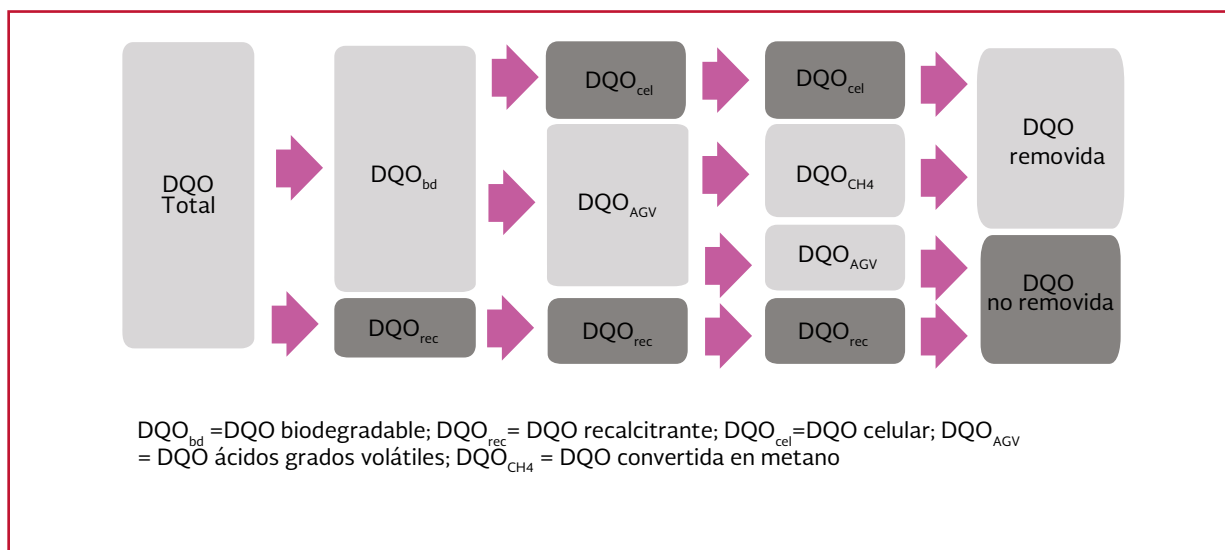
(DQO_{cel}), hidrógeno y ácidos grasos volátiles (AGV). La DQO_{AGV} , DQO de ácidos grasos volátiles es la fracción de DQO todavía presente como ácidos grasos en el efluente. La DQO_{CH_4} representa la fracción de DQO en el afluente convertida en metano.

Algunos parámetros que contiene el agua residual, que pueden afectar el buen funcionamiento del proceso anaerobio, son compuestos tóxicos, la concentración de la materia orgánica, la temperatura, el pH y los nutrientes. El proceso ocurre en un rango aceptable entre 15 y 25°C, y a un rango relativamente alto de 30-40 °C. Los países con clima tropical presentan una temperatura ambiente ideal para su aplicación.

Una descripción más amplia acerca del proceso anaerobio se puede consultar en el libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, Reactores anaerobios de flujo ascendente*.

En el tratamiento de aguas residuales en zonas rurales y en pequeñas comunidades se han uti-

Ilustración 3.21 Diagrama del balance de DQO durante el proceso de degradación anaerobia. Fuente: Chernicharo de Lemus (2007)



lizado procesos anaerobios como fosas o tanques sépticos, tanques Imhoff, y RAFA(s).

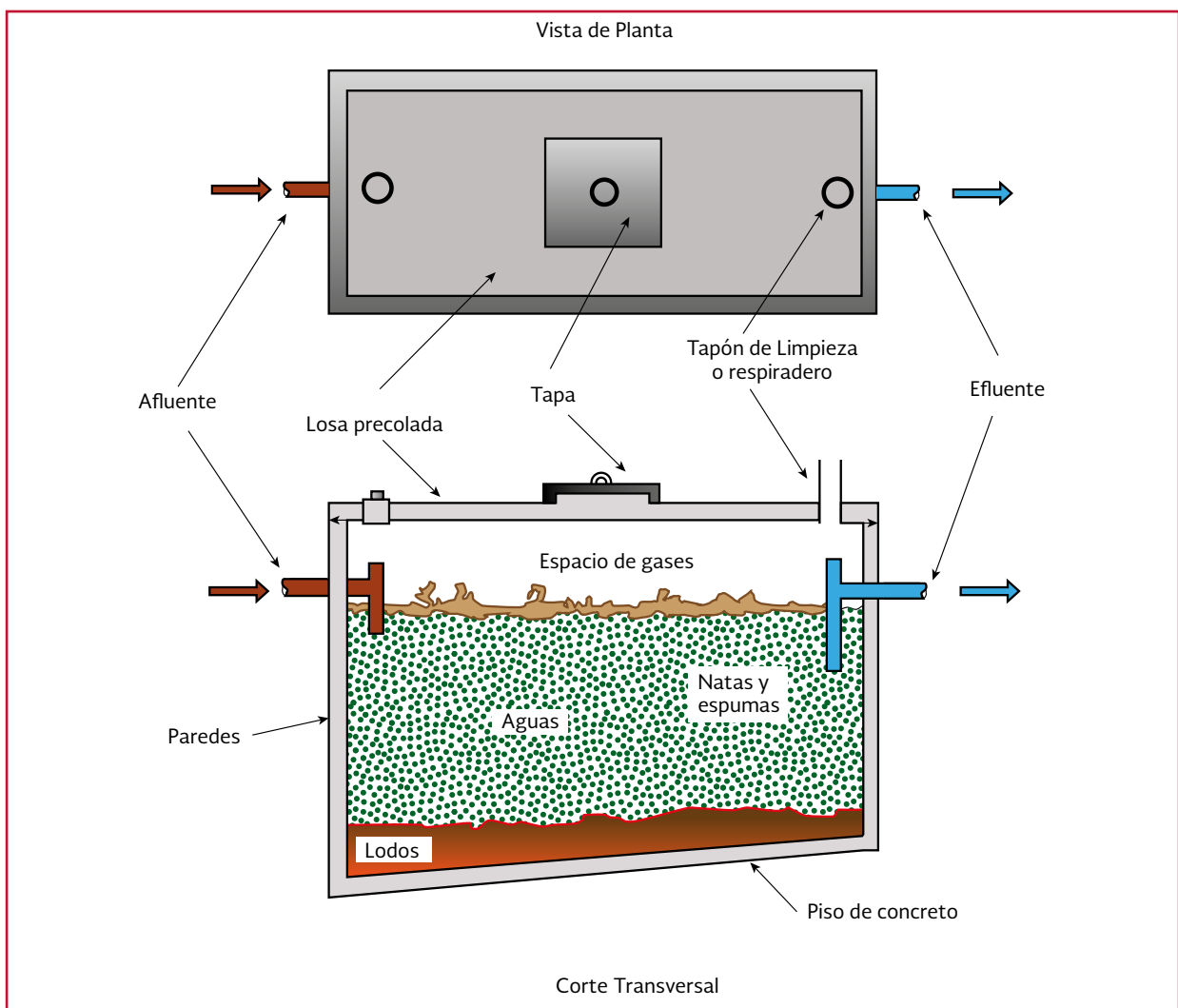
Los tanques sépticos han sido utilizados en viviendas individuales o pequeños grupos de viviendas (de 10 a 100 habitantes), en zonas donde no hay drenaje. Su ubicación debe encontrarse lo más lejos posible de la zona habitada (hasta cien m) para evitar los malos olores que se generan durante el tratamiento.

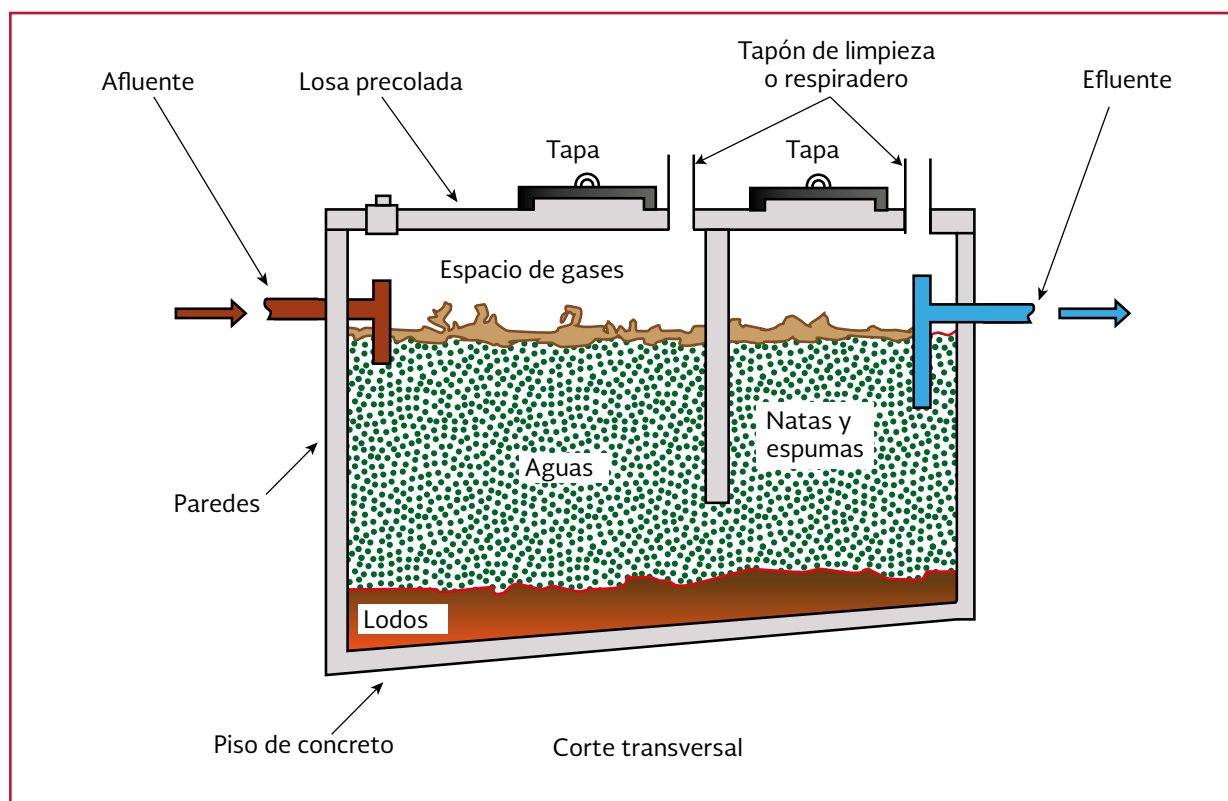
Los tanques sépticos se constituyen por un tanque de forma rectangular o circular, construido

comúnmente con ladrillos, mortero y cemento. El interior está aplanado, cuenta una profundidad de entre uno y dos metros, en ocasiones una trampa para separar las grasas (Ilustración 3.22), y pueden presentar uno o más compartimientos (Ilustración 3.23).

La remoción de DBO y SS, en un tanque séptico de un compartimiento, es de 30 por ciento y 60 por ciento, cada uno; con un tiempo de retención hidráulica que puede variar entre 12 horas a tres días dependiendo de la calidad necesaria en el efluente y del número de compartimientos.

Ilustración 3.22 Fosa o tanque séptico de un compartimiento. Fuente: Escalante *et al.* (2000)





El tanque séptico funciona como un pre tratamiento, su efluente requiere de un pos tratamiento de acuerdo al destino del agua residual tratada.

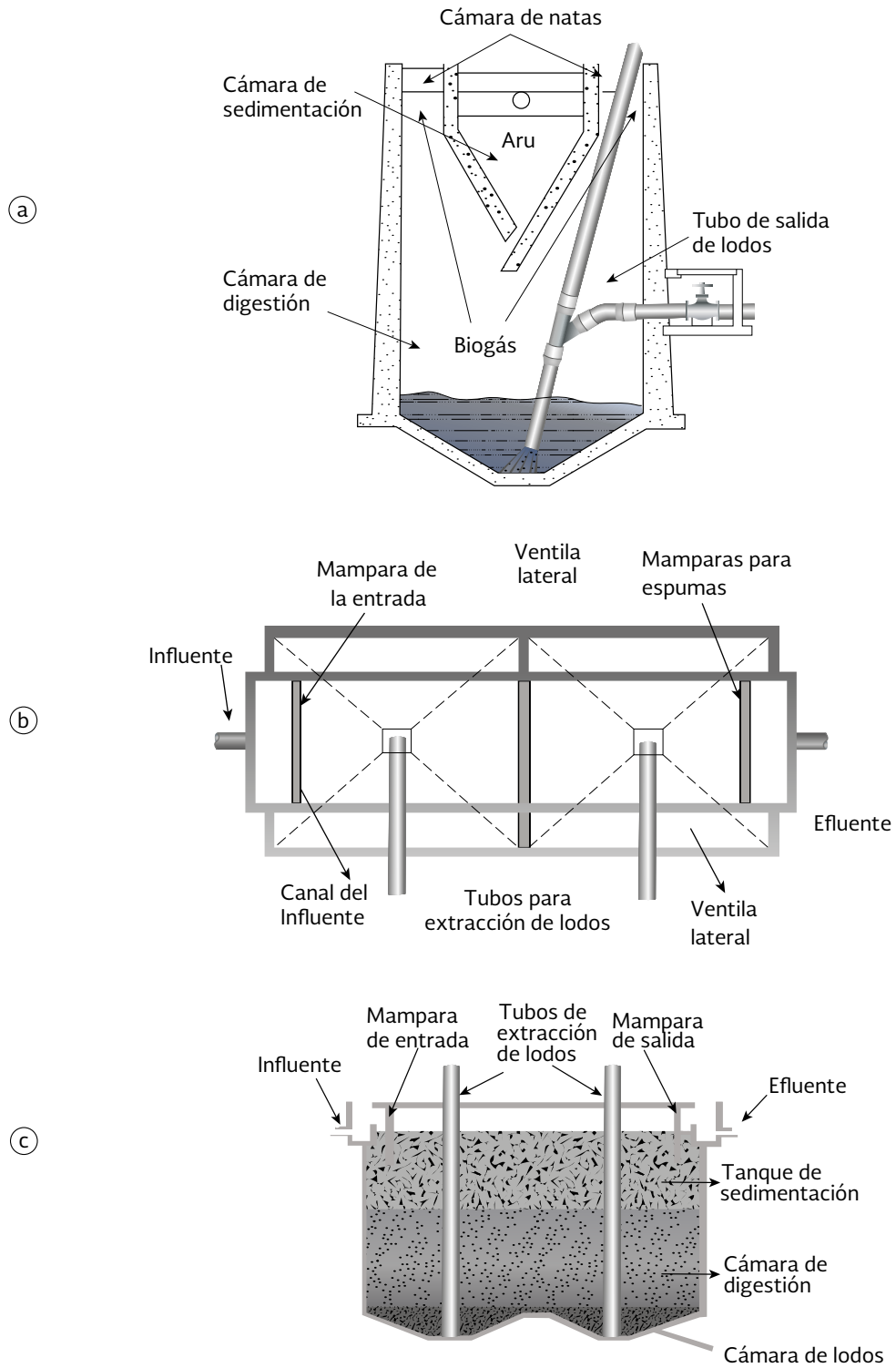
El tanque Imhoff es un proceso anaerobio en el que se realiza la sedimentación de sólidos sedimentables. Este proceso se han utilizado para comunidades entre 500 y 5 000 habitantes, y en su interior se presentan por separado la sedimentación y la digestión de lodos, en compartimientos diferentes. Los tanques se construyen con concreto armado, son de forma cuadrada o rectangular, y normalmente están abiertos en su superficie, por lo que se puede observar el agua. La relación largo-ancho varía de 3:1 a 5:1. Su profundidad común varía entre 1.5 y 4 m, aunque si la excavación lo permite pueden construirse hasta de 7 m de altura.

Están constituidos de cuatro zonas: entrada, compartimiento de sedimentación, cámara de digestión y salida. El agua residual después del tubo de entrada es forzada a fluir hacia abajo, es decir hacia la zona de sedimentación mediante un deflector o mampara. En el compartimiento de sedimentación, el agua residual permanece de entre dos a cuatro horas. Mientras que los sólidos del agua residual caen hacia el fondo por escurrimiento a través de una abertura longitudinal hacia la cámara de digestión, donde los lodos formados se descomponen o digieren en un periodo de dos a tres meses, lo que genera biogás (Ilustración 3.24).

3.4.3. TIPOS DE BIODIGESTOR ANAEROBIO

Un biodigestor anaerobio se constituye por tubo de entrada de materia orgánica, cámara de fermenta-

Ilustración 3.24 Tanque Imhoff con una cámara de sedimentación. a) vista transversal, b) vista en planta, c) Vista horizontal. Fuente: Escalante *et al.* (2000)



ción o cuerpo del digestor, cámara de depósito de gas, cámara de salida de materia estabilizada o fermentada, conducto de gas, lleva el gas para ser usado, tapa hermética y gasómetro (Ilustración 3.25).

Los materiales de construcción pueden ser de ladrillo, mampostería, hormigón, hormigón armado y plástico. Los biodigestores pueden estar contruidos de forma superficial, semienterrados o subterráneos.

Los biodigestores se clasifican de acuerdo a su forma de operar (alimentación de los desechos o agua residual), los cuales pueden ser de flujo estacionario, semicontinuo y continuo.

3.4.3.1. Biodigestores de flujo estacionario

En los biodigestores de flujo estacionario, también llamados de flujo discontinuo en lote o batch, la carga del desecho o agua residual a tratar se agrega al inicio del proceso, lo que permi-

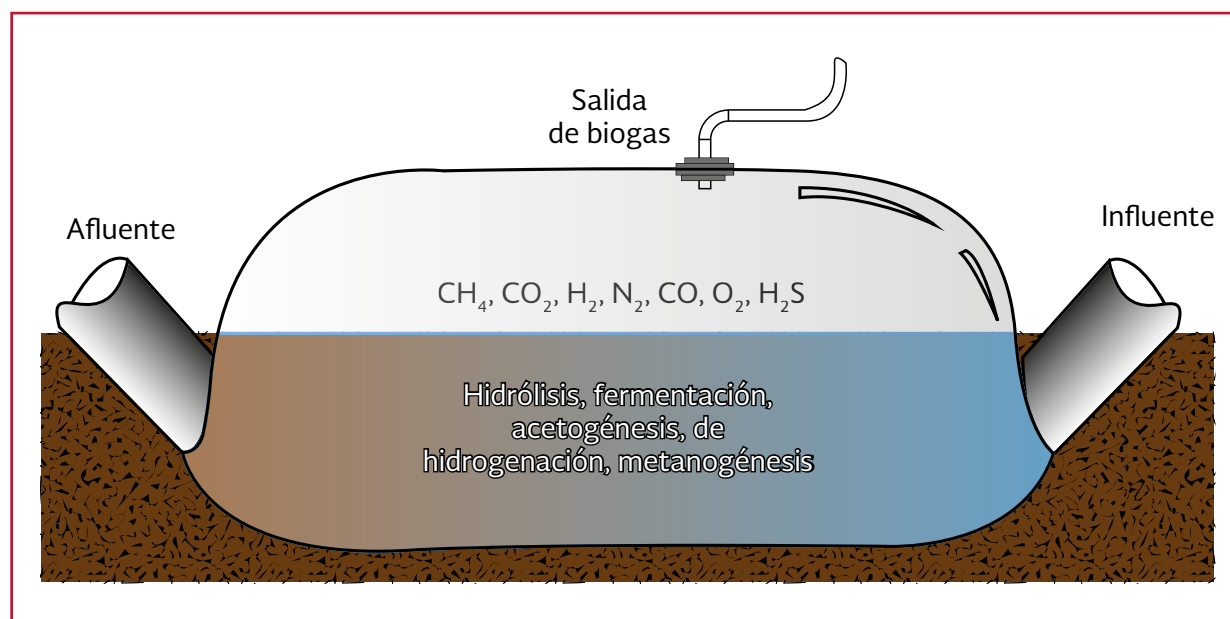
te llevar a cabo la degradación anaerobia en el tiempo requerido. El efluente tratado se descarga al final del proceso. En este caso se observa la generación de biogás de menor a un máximo de producción en la fase media del proceso, la cual va disminuyendo a partir de la máxima producción de biogás.

Al inicio del proceso se agrega la carga de la totalidad del material a tratar, y la descarga del efluente se retira al finalizar el mismo. Por lo general requieren de mayor mano de obra, de un espacio para almacenar la materia prima, si ésta se produce continuamente, y de un depósito de biogás.

3.4.3.2. Biodigestores de flujo semicontinuo

La carga del material a tratar y la descarga del efluente se lleva a cabo por intervalos, por ejemplo una vez al día o cada 12 horas;

Ilustración 3.25 Esquema de un biodigestor



dicho proceso se extiende indefinidamente a través del tiempo. Por lo general, requieren de menos mano de obra que el de flujo estacionario, pero de una mezcla más fluida o movilizada de manera mecánica y de un depósito de biogás.

3.4.3.3. Biodigestores de flujo continuo

Los biodigestores de flujo continuo pueden ser de desplazamiento horizontal (movimiento por flujo pistón, gravedad), y de tanques múltiples o verticales.

Los biodigestores anaerobios rurales se pueden clasificar de acuerdo a su forma y estructura. Los biodigestores pueden agruparse en los siguientes diseños:

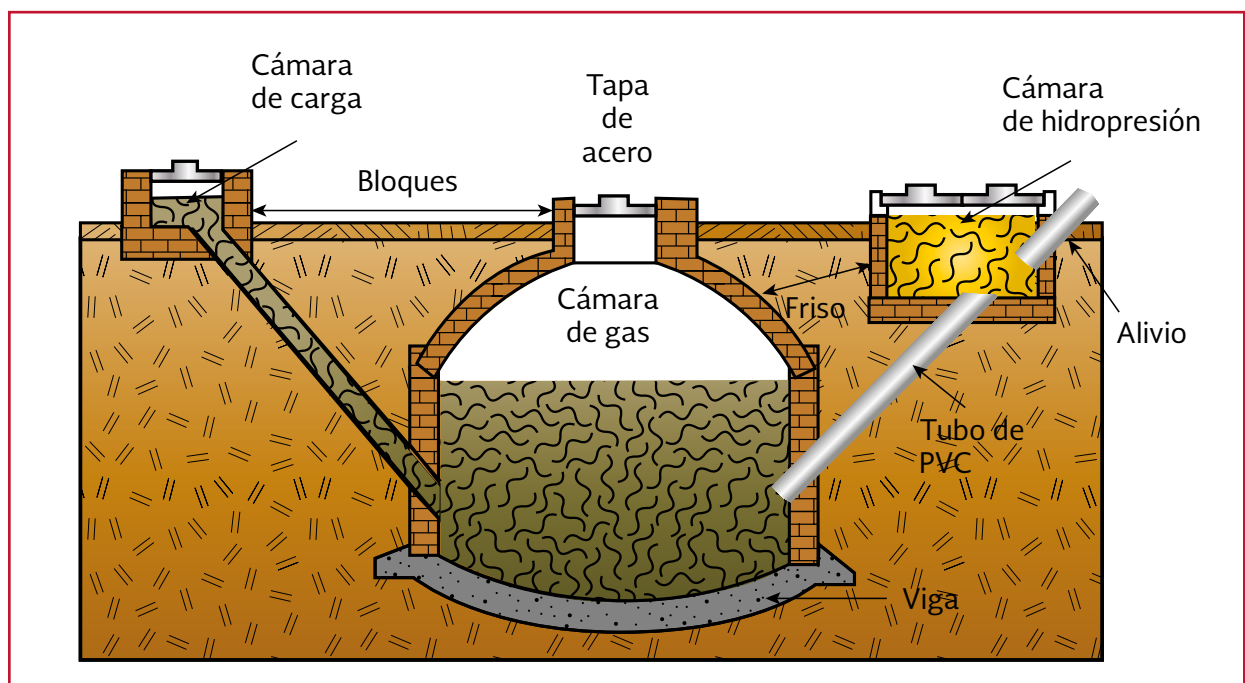
Según el almacenamiento del gas pueden ser de cúpula fija, móvil, con depósito flotante o de presión constante, con gasómetro de caucho o material plástico en forma de bolsa.

Según su forma geométrica, pueden ser de cámara vertical cilíndrica, esférica, ovalada, rectangular o cuadrada.

3.4.3.4. Modelos de biodigestores anaerobios

Existen diferentes modelos de biodigestores: “El Chino”, “El Indio”, “El Xochicalli”, “El Olalde de Guatemala”, “Los plásticos tubulares y rectangulares”. Los materiales con que son contruidos varían desde mampostería, prefabricados, hasta metálicos de diferentes aleaciones.

Ilustración 3.26 Modelo Chino de biodigestor anaerobio, Guevara (1996)



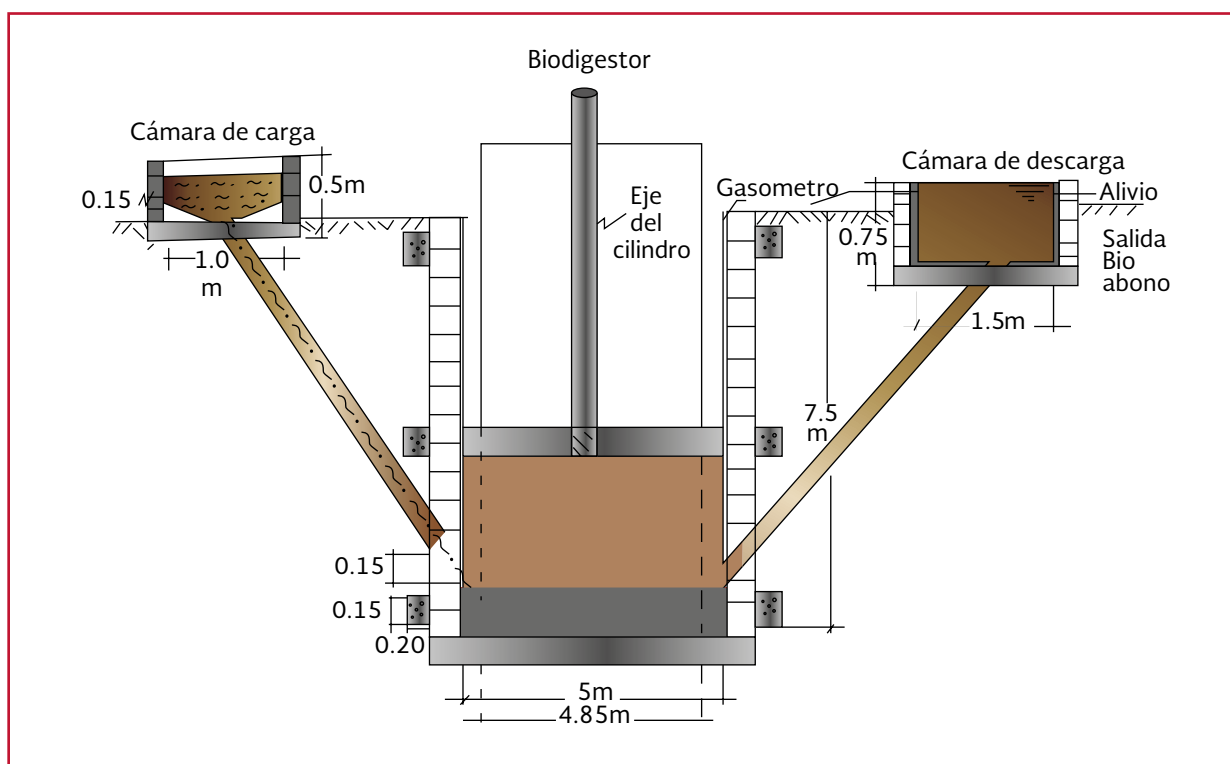
El modelo Chino, consiste en un digestor de cúpula en forma cilíndrica, enterrado con cámaras de hidropresión (Ilustración 3.26). La estructura puede ser de hormigón, de ladrillos, bloques o adobes, se le puede adicionar el gasómetro. Este digestor por estar enterrado favorece el proceso, y tiene poca influencia por los cambios de temperatura. Aunque una desventaja es que la presión del gas varía dependiente del volumen acumulado.

El modelo Indio se ha difundido mucho porque mantiene una presión de trabajo constante. Generalmente son verticales, con el gasómetro de acero integrado (digestor de cúpula móvil), el cual posee una camisa que se desliza en un eje y lo mantiene centrado para que no roce ni escorra con las paredes, mientras que su eje descansa en una viga transversal de concreto enjaulado. Estos digestores son alimentados de forma continua. La estructura se construye de bloques de concreto, y se construyen generalmente en-

terrados para que la cúpula sin gas quede en un nivel cercano a la superficie del terreno (Ilustración 3.27).

Modelos horizontales, se consideran los digestores horizontales cuando estos no son muy profundos en el suelo, de forma rectangular; aunque se pueden construir cuadrados, se forman de concreto armado debido a las presiones a las que están sometidos. Su uso es generalmente para el saneamiento de descargas cloacales, ya que su conformación alargada garantiza la salida del efluente del cuerpo del digestor. Debido al flujo pistón y al tiempo de retención favorece la degradación. Estos digestores llevan generalmente en la parte superior una pequeña cúpula metálica desmontable, que sirve de boca de visita. La presión se controla por el sello del agua, además requieren de un gasómetro adicional debido a la poca capacidad de almacenamiento de la cúpula y el cuerpo del digestor.

Ilustración 3.27 Modelo Indio, Guevara, 1996



Modelos Batch o por lotes. Estos biodigestores se cargan de una sola vez; presentan una cúpula metálica con sello de agua. La estructura se puede construir con bloques y concreto reforzado. La desventaja de este modelo es que requiere la construcción de un gasómetro. Por otra parte al estar construido por encima de la superficie del suelo, se ven afectados por la temperatura ambiental. El modelo en Batch se utiliza para degradar materias primas sólidas, como restos vegetales y desechos sólidos orgánicos. Para su funcionamiento se requiere de una buena inoculación (5 a 10 por ciento en base al peso), con esto se favorece la degradación.

La aplicación de los biodigestores ha sido para el saneamiento ambiental, la producción y aprovechamiento del biogás, para la producción de abono líquido o sólido.

Para fines de saneamiento ambiental es la reducción de parámetros fisicoquímicos y biológicos de las aguas residuales domésticas o agropecuarias, después de un tiempo de retención que permita obtener al final un efluente con una menor concentración de estos parámetros. En este caso los digestores de tipo horizontal se consideran los más adecuados.

Para la producción y aprovechamiento del biogás se requiere que el agua residual presente un contenido adecuado de carbono y nitrógeno. La producción de biogás se puede estimar dependiendo del material que lo genera. Por ejemplo, los materiales de origen vegetal presentan una producción mayor que los de origen animal; se estiman que los pastos rinden $0.40 \text{ m}^3/(\text{kg ST})$.

Las excretas rinden $0.25 \text{ m}^3/\text{kg ST}$. Los biodigestores que producen más gas son los reactores

Batch, en segundo lugar los semicontínuos y por último los continuos, todo esto depende de la carga y del volumen de desechos a tratar, con tiempos de retención mayores que los utilizados en los biodigestores de tipo horizontal.

La composición del biogás varía dependiendo del desecho del que se genera y las condiciones en que se opera el biodigestor; se presenta una composición promedio en volumen de metano (55 – 65 por ciento), dióxido de carbono (34 – 45 por ciento), nitrógeno (0-35 por ciento), hidrógeno (0-1 por ciento), y sulfuro de hidrógeno (0-1 por ciento).

Las ventajas que se presentan en el uso de un biodigestor en comunidades rurales, es que se evita el uso de leña para cocinar al tener una fuente alternativa de energía, de esta forma se promueve la conservación de áreas naturales y bosques. Se reduce el uso de fertilizantes químicos, ya que se obtiene la opción de un fertilizante orgánico. Se reduce la emisión de gases efecto invernadero (dióxido de carbono y metano) con el tratamiento de los desechos.

Se requiere realizar una revisión detallada de los nuevos biodigestores para verificar que no tengan fugas ni filtraciones antes de ponerse en marcha. Cuando el biodigestor ya está operando, se debe programar el mantenimiento, y verificar su impermeabilidad y sellado.

En el caso de biodigestores rurales, que requieran agregar desechos de residuos agrícolas, éstos deberán ser triturados antes de ser alimentados.

En el caso de descargas domésticas se requiere analizar que no haya presencia de sustancias inhibitoras del proceso, ni que tengan elementos en suspensión.

El biogás generalmente se utiliza directamente en quemadores, estufas, lámparas y refrigeradores. Este gas también se puede utilizar en motores de combustión interna, siempre y cuando sean eliminadas las trazas de ácido sulfhídrico (H_2S).

El ácido sulfhídrico se elimina haciendo pasar el biogás por una trampa de limaduras de hierro (Botero, 1997). En motores de gasolina para la utilización de biogás se hace necesaria la modificación del carburador o la utilización de un carburador para gas.

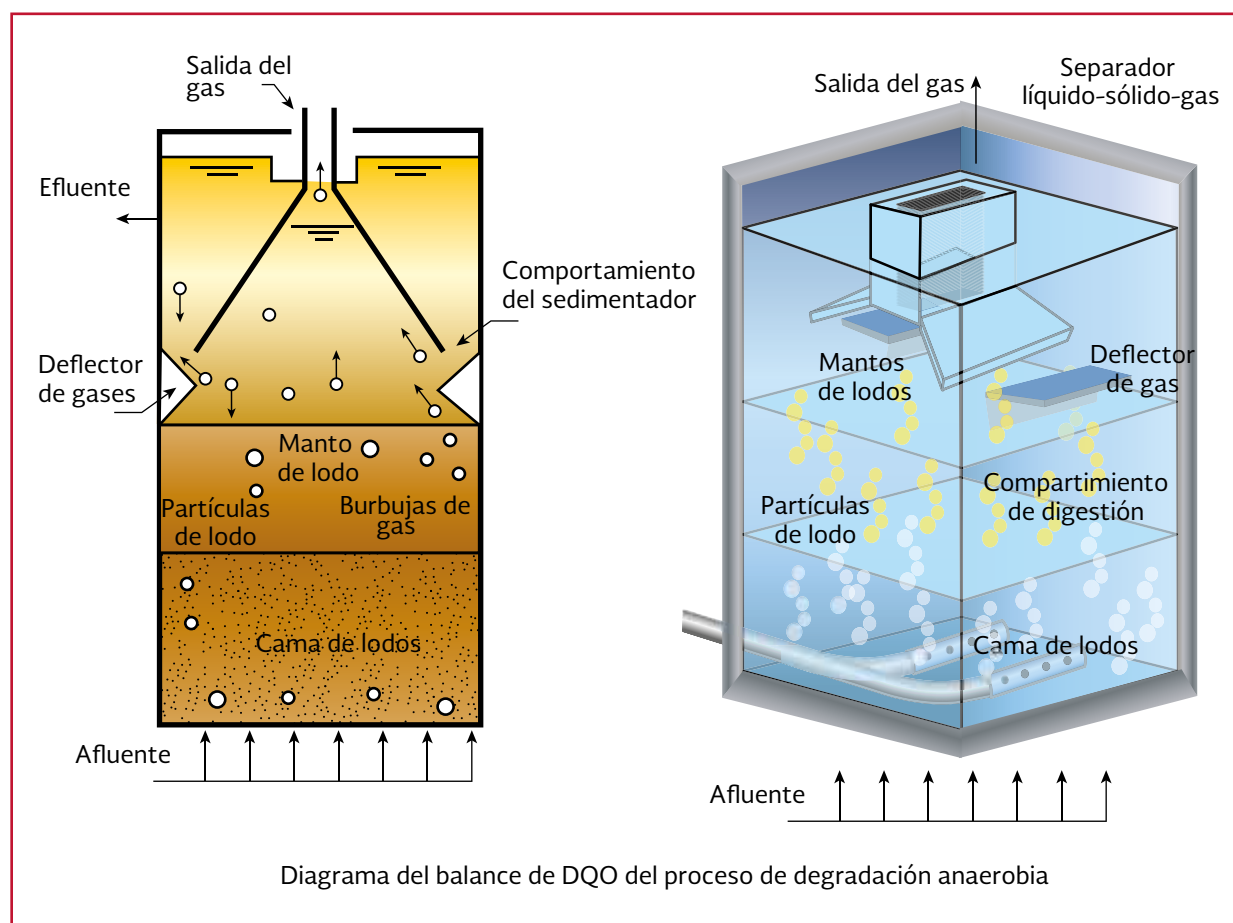
Por otro lado, si se trata de un motor de diésel se recomienda utilizar para su operación 85 por ciento de biogás y 15 por ciento de diésel para prevenir daños en inyectores (Herrero, 2008).

3.4.4. REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (RAFA)

En el Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA), el agua residual a tratar es conducida desde la parte superior del reactor (tanque) hacia el fondo del mismo por medio de tubos. El afluente fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodos (microorganismos anaerobios), con lo que se lleva a cabo el tratamiento (Ilustración 3.28).

El biogás producido en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) genera una circulación interior (mezclado). El biogás, el lodo y el líquido tratado ascienden a la parte superior del reactor, en donde entran en contac-

Ilustración 3.28 Esquemas de un RAFA Fuente: Von Sperling Marcos (2007)



to con deflectores que permiten la separación del biogás y la sedimentación del lodo. El biogás es capturado en la campana de recolección que se encuentran en la parte superior del reactor. El líquido tratado (efluente) sale por la parte superior.

Una descripción más amplia acerca del proceso y del diseño de los reactores anaerobios de flujo ascendente, se recomienda consultar en el libro *Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, Tomo 3: Reactores anaerobios de flujo ascendente*.

3.4.4.1. Criterios de diseño y ejemplo de diseño de un RAFA

La Tabla 3.21 muestra un resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores.

Tabla 3.21 Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica (Chernicharo de Lemos, 2007)

Criterio/ Parámetro	Rango de valores, como una función de flujo			Unidades
	Q_{prom}	Q_{max}	$Q_{pico}^{(*)}$	
Carga volumétrica hidráulica	<4	<6	<7	m ³ /(m ³ d)
Tiempo de residencia hidráulica	6-9	4-6	>3.5-4	h
Velocidad de flujo ascendente	0.5-0.7	<0.9-1.1	<1.5	m/h
Velocidad en la abertura para sedimentación	<2-2.3	<4-4.2	<5.5-6	m/h
Tasa de carga de superficie en el sedimentador	0.6-0.8	<1.2	<1.6	m/h
Tiempo de residencia hidráulica en el sedimentador	1.5-2	>1	>0.6	h

(*)Flujo pico con duración entre 2 y 4 horas

(**)Temperatura del agua residual en el rango de 20 a 26 °C

En la Tabla 3.22 se muestra un resumen de criterios de diseño para un reactor anaerobio de flujo ascendente.

3.4.4.2. Ejemplo de Diseño de Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente (RAFA) para una zona rural

La Tabla 3.23 presenta un listado de los pasos a seguir en el diseño de un RAFA

Ejemplo de diseño de un reactor anaerobio de flujo ascendente para tratar aguas residuales domésticas para una población de 650 habitantes, considerando una generación de aguas residuales con un caudal promedio de afluente de 130 m³/d y un DQO promedio de 600 g/metros cúbicos.

En la Tabla 3.24 se muestra la información requerida de entrada para el diseño del reactor.

a) Cálculo de la carga de DQO en el afluente promedio (L_o):

$$L_o = S_o(Q_{ip}) \quad \text{Ecuación 3.57}$$

donde:

S_o = Caudal afluente promedio (kg/m³)

Q_{ip} = DQO correspondiente al caudal afluente promedio (m³/d)

$$L_o = 0.6 \frac{kg}{m^3} \left(130 \frac{m^3}{d} \right)$$

$$L_o = 78 \frac{kgDQO}{d}$$

b) Tiempo de retención hidráulica (t):

Tabla 3.22 Criterios de diseño para reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA) que tratan agua residual doméstica. Adaptado de Chernicharo de Lemos (2007); Metcalf and Eddy (2003)

Criterio	Parámetros	Rango de valores
Distribución del afluente	Diámetro del tubo de distribución del afluente (mm)	75-100
	Diámetro de la desembocadura del tubo de distribución (mm)	40-50
	Distancia entre la parte superior del tubo de distribución y el nivel del agua en el sedimentador (m)	0.2-0.3
	Distancia entre la desembocadura y la parte inferior del reactor (m)	0.1-0.15
	Área de influencia de cada tubo de distribución (m²)	2-3
Colector de biogás	Tasa de liberación mínima de biogás (m³/m² h)	1
	Tasa de liberación máxima de biogás (m³/m² h)	3-5
	Concentración de metano en el biogás (%)	70-80
Compartimiento de sedimentación	La superposición de los deflectores de gas en relación con la abertura para el compartimiento de la sedimentación (m)	0.1-0.15
	Pendiente mínima de las paredes del sedimentador (°)	45
	Pendiente optima de las paredes del sedimentador (°)	50-60
	Profundidad del compartimiento del sedimentador (m)	1.5-2
Colector del efluente	Inmersión del deflector de nata o el perforado del tubo de recolección (m)	0.2-0.3
	Número de vertedores triangulares (unidades/m² del reactor)	1-2
Producción y muestreo del lodo	Rendimiento de la producción de sólidos (kgSST/kgDQOaplicada)	0.1-0.2
	Rendimiento de la producción de sólidos, en términos de DQO (kgDQOolodo/kgDQOaplicada)	0.11-0.23
	Concentración de sólidos esperado en el exceso de lodo (%)	2-5
	Densidad del lodo (kg/m³)	1 020-1 040
	Diámetro de las tuberías de descarga del lodo (mm)	100-150
	Diámetro de las tuberías de muestreo del lodo (mm)	25-50

Tabla 3.23 Pasos para el diseño de un RAFA

Pasos para el diseño de un RAFA	Observaciones
Datos de entrada	Caudal afluente promedio: Q_{ip} Caudal afluente máximo horario: $Q_{\max h}$ DQO afluente promedio (S_o): DBO afluente promedio (S_o): Temperatura del agua residual
Calcular la carga de DQO en el afluente promedio (L_o)	$L_o = S_o(Q_{ip})$ Ecuación 3.57
Seleccionar el tiempo de residencia hidráulica (t)	De acuerdo a la Tabla 3.21
Determinar el volumen total del reactor (V)	$V = Q_{ip}(t)$ Ecuación 3.58
Especificar el número de módulos del reactor (N)	El volumen del reactor deberá ser menor a 1500 m³ (Metcalf and Eddy, 2003). Para sistemas pequeños, el volumen del reactor deberá ser < 500 m³ (Chernicharo de Lemos, 2007).
Calcular el volumen de cada módulo (V_u):	$V_u = \frac{V}{N}$ Ecuación 3.59
Establecer un valor para la altura del reactor (H):	Altura entre 3 a 6 metros (Chernicharo de Lemos, 2007) Altura 6 metros (Metcalf and Eddy, 2003).
Determinar el área de cada módulo (A):	$A = \frac{V_u}{H}$ Ecuación 3.60

Tabla 3.23 Pasos para el diseño de un RAFA (Continuación)

Pasos para el diseño de un RAFA	Observaciones	
Calcular las dimensiones del área del reactor; rectangular (largo y ancho) o circular (diámetro)		
Determinar la carga hidráulica volumétrica (CHV), y compararla con las recomendaciones de diseño de la	$CHV = \frac{Q}{V}$	Ecuación 3.61
Determinar la carga orgánica volumétrica (COV) y compararla con: COV entre 2 a 4 KgDQO $m^{-3} d^{-1}$ (Metcalf and Eddy, 2003), para aguas residuales domésticas (20°C). COV entre 1.15 a 1.45 KgDQO $m^{-3} d^{-1}$ (Van Lier <i>et al.</i> , 2010), para aguas residuales domésticas (20°C).	$COV = \frac{Qip(So)}{V}$	Ecuación 3.62
Velocidad de flujo ascendente, para Qip y	$v = \frac{Qip}{A_T}$	Ecuación 3.63
Velocidad de flujo ascendente, para Q_{maxh}	$v = \frac{Q_{max} h}{A_T}$	Ecuación 3.64
Comparar la velocidad de flujo ascendente	Ver los valores mostrados en la Tabla 3.26	
Sistemas de distribución del agua residual (afluente)	Establecer un área de influencia de los tubos de alimentación de acuerdo a la Tabla 3.26	
Calcular el número de tubos de distribución del agua residual (afluente).	$Nd = \frac{A_T}{Ad}$	Ecuación 3.65
Remoción de la DQO	$E_{DQO} = 100(1 - 0.68 t^{-0.35})$	Ecuación 3.66
Remoción de la DBO	$E_{DBO} = 100(1 - 0.70 t^{-0.50})$	Ecuación 3.67
Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final	$Cefl = \frac{So - E(So)}{100}$	Ecuación 3.68
	$DQO_{CH4} = Qip[(So - Cefl) - Y_{obs}(So)]$	Ecuación 3.69
Estimación de la producción del metano	$K_T = \frac{P(K_{DQO})}{R(273 + T)}$	Ecuación 3.70
	P = 1 atm	
	$K_{DQO} = 64 \text{ gDQO}$	
	R = 0.08206 Atm/(mol K)	
	$Q_{CH4} = \frac{DQO_{CH4}}{K_T}$	Ecuación 3.71
Estimación de la producción del biogás (Considerando un contenido de metano del 75% en el biogás).	$Q_g = \frac{Q_{CH4}}{0.75}$	Ecuación 3.72
Calcular la producción del lodo (Pl)	$Pl = Y(DQO_{aplicada})(Lo)$	Ecuación 3.73
	Establecer un coeficiente del rendimiento de sólidos: Y, de acuerdo a la Tabla 3.26.	
Volumen del lodo (VI)	$VI = \frac{Pl}{yC}$ Establecer la densidad del lodo (y) y una concentración esperada de la descarga del lodo (C), de acuerdo a la Tabla 3.26.	Ecuación 3.74

Tabla 3.24 Información requerida para el ejemplo de diseño de un RAFA

Parámetros	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Caudal afluente promedio: Q_{ip}	130	m ³ /d	5.4	m ³ /h
Caudal afluente máximo horario: $Q_{max\ h}$	195	m ³ /d	8.1	m ³ /h
DQO afluente promedio (So):	600	g/m ³	0.35	kg/m ³
DBO afluente promedio (So):	285	g/m ³	0.13	kg/m ³
Temperatura del agua residual	30	°C		
Coefficiente del rendimiento de sólidos: Y	0.15	kgSST/kgDQOapp		
Coefficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: Y_{obs}	0.16	kgDQOloado/kgDQOapp		Valores de diseño Tabla 3.21
Concentración esperada de la descarga del lodo: C	4	%		
Densidad del lodo: γ	1 020	kg/m ³		

Se selecciona para este ejemplo $t = 8 \text{ horas}$

$$A = \frac{21.67 \text{ m}^3}{4 \text{ m}} = 5.42 \text{ m}^2$$

c) Determinar el volumen total del reactor

(V):

$$V = Q_{ip}(t) \quad \text{Ecuación 3.58}$$

$$V = 130 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \left(\frac{8}{24} \text{ d} \right) = 43 \text{ m}^3$$

Para una configuración de reactores rectangulares:

El ancho del reactor: 1.6 m y el largo: 3.3 metros

h) Resumen: área y volumen total

d) Número de módulos del reactor (N):

Área total:

$$A_T = N(A)$$

$$A_T = 2(5.42 \text{ m}^2) = 10.8 \text{ m}^2$$

e) Volumen de cada módulo (Vu):

$$V_u = \frac{V}{N} \quad \text{Ecuación 3.59}$$

$$V_u = \frac{43 \text{ m}^3}{2} = 21.67 \text{ m}^3$$

Volumen total:

$$V_T = A_T(H)$$

$$V_T = 10.8 \text{ m}^2(4 \text{ m}) = 43.33 \text{ m}^3$$

f) Establecer un valor para la altura del reactor (H):

$$H = 4 \text{ m}$$

Carga hidráulica volumétrica (CHV):

$$CHV = \frac{Q}{V_T} = 3 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 \text{ d}} \quad \text{Ecuación 3.61}$$

g) Determinar el área de cada módulo (A):

$$A = \frac{V_u}{H} \quad \text{Ecuación 3.60}$$

Carga orgánica volumétrica (COV):

$$COV = \frac{Q_{ip}(So)}{V_T} = \frac{Lo}{V_T} \quad \text{Ecuación 3.62}$$

$$COV = \frac{78 \frac{kg}{d}}{43 m^3} = 1.8 \frac{kg}{m^3 d}$$

$$Nd = \frac{A_T}{Ad} \quad \text{Ecuación 3.65}$$

$$Nd = \frac{10.8 m^2}{2 m^2} = 5.4 \approx 6$$

j) Velocidad de flujo ascendente:

Para Q_{ip} :

$$v = \frac{Q_{ip}}{A_T} \quad \text{Ecuación 3.63}$$

$$v = \frac{130 \frac{m^3}{d}}{10.8 m^2} = 12.04 \frac{m}{d} = 0.5 \frac{m}{h}$$

Para $Q_{max h}$:

$$v = \frac{Q_{max h}}{A_T} \quad \text{Ecuación 3.64}$$

$$v = \frac{195 \frac{m^3}{d}}{10.8 m^2} = 18.056 \frac{m^2}{d} = 0.75 \frac{m^2}{h}$$

Velocidades de flujo ascendente de acuerdo con las recomendaciones de los valores mostrados en la Tabla 3.25.

k) Sistemas de distribución del agua residual afluente:

Número de tubos de distribución. Estableciendo un área de influencia de:

$Ad = 2 m^2$, por tubo de distribución.

El número de tubos se puede calcular de acuerdo a la siguiente ecuación:

$Nd = 6$ tubos de distribución.

A lo largo de la longitud de cada módulo (3.3 m): 3 tubos

A lo largo del ancho de cada módulo (1.6 m): 1 tubo

l) Estimación de la remoción de la DQO del sistema:

$$E_{DQO} = 100(1 - 0.68 t^{-0.35})$$

Ecuación 3.66

$$E_{DQO} = 100(1 - 0.68(8)^{-0.35}) = 67.15 \%$$

m) Estimación de la remoción de la DBO del sistema:

$$E_{DBO} = 100(1 - 0.70 t^{-0.50})$$

Ecuación 3.67

$$E_{DBO} = 100(1 - 0.70(8)^{-0.50}) = 75.25 \%$$

n) Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final:

$$C_{efl} = \frac{S_o - E(S_o)}{100} \quad \text{Ecuación 3.68}$$

$$Cefl_{DQO} = \frac{600 \frac{g}{m^3} - 67 \% \left(600 \frac{g}{m^3} \right)}{100} = 197 \frac{mg DQO}{L}$$

$$Cefl_{DBO} = \frac{285 \frac{g}{m^3} - 75 \% \left(285 \frac{g}{m^3} \right)}{100} = 71.25 \frac{mg DBO}{L}$$

o) Producción del metano y biogás:

La producción teórica del metano puede ser estimada:

$$DQO_{CHA} = Qip [(So - Cefl) - Yobs(So)]$$

Ecuación 3.69

$$QDO_{CH_4} = 40 \text{ kg DQO/d}$$

$$K_T = \frac{P(K_{DQO})}{R(273 + T)} \quad \text{Ecuación 3.70}$$

$$P = 1 \text{ atm}$$

$$K_{DQO} = 64 \text{ g DQO/mol}$$

$$R = 0.08206 \text{ atm} \cdot \text{L}/(\text{mol K})$$

$$K_T = \frac{1 \text{ atm} \left(64 \frac{\text{g DQO}}{\text{mol}} \right)}{0.08206 \frac{\text{atm L}}{\text{mol K}} (273 + 30)} = 2.6 \frac{\text{kg DQO}}{m^3}$$

$$Q_{CH_4} = \frac{QDO_{CH_4}}{K_T} \quad \text{Ecuación 3.71}$$

$$Q_{CH_4} = \frac{40 \frac{\text{kg DQO}}{d}}{2.6 \frac{\text{kg DQO}}{m^3}} = 15 \frac{m^3}{d}$$

La producción de biogás se calcula a partir del porcentaje de metano en el biogás, con un contenido estimado de metano del 75 por ciento en el biogás.

$$Q_g = \frac{Q_{CH_4}}{0.75} \quad \text{Ecuación 3.72}$$

Por lo que el caudal del biogás calculado es:

$$Q_g = \frac{15 \frac{m^3}{d}}{0.75} = 20 \frac{m^3}{d}$$

p) Producción del lodo

La producción de lodo (Pl) esperado en el sistema de tratamiento puede ser estimado de acuerdo a:

$$Pl = Y(DQO_{aplicada})(Qip) \quad \text{Ecuación 3.73}$$

$$Pl = 12 \text{ kg SST/d}$$

$$Vs = \frac{Ps}{y(C)} \quad \text{Ecuación 3.74}$$

$$Vs = \frac{12 \frac{\text{kg SST}}{d}}{1020 \frac{\text{kg}}{m^3} (0.04)} = 0.30 \frac{m^3}{d}$$

En la Tabla 3.25 se presentan los resultados del ejemplo.

Tabla 3.25 Resumen de resultados

RAFA para una población de 650 habitantes	Observaciones
Datos de entrada:	
Caudal afluente promedio: Q_{ip}	130 m ³ /d
Caudal afluente máximo horario: $Q_{max\ h}$	750 m ³ /d
DQO afluente promedio (S_o):	600 g/m ³
DBO afluente promedio (S_o):	285 g/m ³
Temperatura del agua residual	30 °C
Coefficiente del rendimiento de sólidos: Y	0.15 kgSST/kgDQO _{aplicada}
Coefficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: Y_{obs}	0.16 kgDQO _{lodo} /kgDQO _{aplicada}
Concentración esperada de la descarga del lodo: C	4 %
Densidad del lodo: γ	1 020 kg/m ³
Resultados	Observaciones
Carga de DQO aplicada (L_o)	78 KgDQO/d
Tiempo de residencia hidráulica (t)	t=8 horas
Volumen total del reactor (V)	44 m ³
Número de módulos del reactor (N)	2
Volumen de cada módulo (V_u):	22 m ³
Altura del reactor (H):	4 m
Área de cada módulo (A):	5.4 m ²
Dimensiones del área del reactor;	Ancho: 1.6m, Largo: 3.3 m
Carga hidráulica volumétrica (CHV)	3 m ³ /(m ³ d)
Carga orgánica volumétrica (COV)	1.8 KgDQO/m ³ d
Velocidad de flujo ascendente, para Q_{ip}	0.5 m/h
Velocidad de flujo ascendente, para $Q_{max\ h}$	0.75 m/h
Área de influencia de distribución del agua residual (afluente)	2 m ²
Número de tubos de distribución del agua residual	6 (3 en cada módulo)
Remoción de la DQO, estimada	67%
Remoción de la DBO, estimada	75%
Concentraciones (estimadas) de DQO y DBO en el efluente final:	197 mgDQO/L, 71 mg DBO/L
Producción estimada del metano	15 m ³ /d
Producción estimada del biogás (Considerando un contenido de metano del 75% en el biogás).	20 m ³ /d
Producción del lodo (PI)	12 kgSST/d
Volumen del lodo (VI)	0.3 m ³ /d



CONCLUSIONES DEL LIBRO

Con los conceptos, teoría y diseño de los sistemas descentralizados presentados en este libro, se pretende apoyar a los tomadores de decisiones y operadores a obtener los criterios necesarios para elaborar mejores estrategias de saneamiento en las pequeñas comunidades de las zonas rurales, periurbanas y desarrollos ecoturísticos.

Los sistemas centralizados se desarrollaron y esparcieron mundialmente desde mediados del siglo XIX, con ellos se logró contener la contaminación de las crecientes urbanizaciones y desarrollos industriales, convirtiéndose en los preferidos de los planeadores y tomadores de decisiones. Sin embargo, es sabido que estos sistemas centralizados no representan una solución única. Existe otra estrategia representada por los sistemas descentralizados, de los cuales recientemente se ha mejorado su eficiencia, lo que los han vuelto populares y ambientalmente más aceptables. Los sistemas descentralizados son más aplicables para poblaciones pequeñas, distribuidas en áreas rurales, periurbanas, en desarrollos ecoturísticos y aun en algunos sitios urbanos con problemáticas específicas.

La experiencia muestra que los sistemas de tratamiento centralizados se deben complementar con sistemas descentralizados, que puedan proveer buenas soluciones en áreas donde esta estrategia no es viable. Las versiones mejoradas de las tecnologías descentralizadas representan una alternativa viable para el tratamiento del agua residual, con la cual se puede alcanzar altos estándares ambientales. En países desarrollados, los sistemas descentralizados han alcanzado un alto grado de eficiencia y han sido introducidos exitosamente para proveer soluciones en granjas, pequeñas comunidades e instalaciones aisladas. Las tecnologías descentralizadas se deberían considerar si producen un efluente de alta calidad, a un precio aceptable, para comunidades con ingresos medios y bajos.

En este libro se considera que tanto los sistemas centralizados como los descentralizados son viables, y para su selección se debe considerar cada caso en particular. Mientras que en las grandes áreas urbanas los sistemas centralizados representan una mejor opción, en las pequeñas comunidades se deben analizar las dos opciones y estudiar detalladamente cuál es la más viable.

Los sistemas descentralizados constituyen una alternativa importante con costos bajos de tratamiento y facilidad de operación para el tratamiento de las aguas residuales de diversos tipos. Por ser sistemas que requieren poca energía eléctrica para su funcionamiento, son una excelente alternativa para utilizarse en zonas rurales, aun en aquellas comunidades que presentan una gran dispersión geográfica.

La desventaja principal que presentan algunos de los sistemas descentralizados de tratamiento, como las lagunas o humedales, es que demandan mayores extensiones de terreno en comparación con los sistemas electromecánicos. No obstante, pueden utilizarse en ciudades medianas o grandes, en función de la disponibilidad de terreno. Aunque hay otros sistemas descentralizados, que son parcial o completamente mecanizados, se pueden adaptar a espacios más pequeños como los biofiltros y digestores anaerobios.

ANEXOS

A

A.1. PRODUCCIÓN, MANEJO Y USO DE BIOSÓLIDOS Y BIOGÁS

Introducción

En este subcapítulo se hace un recuento de los biodigestores para áreas rurales y su uso para producción de biogás y electricidad. Los biodigestores pueden tratar en forma combinada excreta humana, animal y residuos agroindustriales. Se da una panorámica del desarrollo histórico internacional de esta tecnología, el tipo de biodigestores rurales que actualmente se usan, la producción y características del biogás, la generación de energía eléctrica a partir del biogás, los rendimientos, costos de la tecnología y por último las conclusiones del tema.

A.1.1. PRODUCCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL BIOGÁS

La producción de biogás en los pequeños digestores anaerobios para agua residual de comunidades rurales es insignificante para hacer una inversión para su aprovechamiento, esto se debe a que la concentración de DQO es menor a 850 mg/L. Este subcapítulo se enfoca sólo a los biodigestores que pueden tratar de forma

conjunta residuos humanos como aguas negras, estiércoles y residuos orgánicos de casas cuya concentración de DQO es mayor de mil mg/L. En este tipo de biodigestores también se podrían tratar los lodos residuales de las plantas de tratamiento de agua residual rurales. En este inciso se encuentran descritas la composición, producción y características del biogás que se produce en biodigestores de residuos agropecuarios descritos en el Anexo A, y biodigestores para residuos agrícolas de zonas rurales.

Cualquier sustrato tiene como componentes la humedad y la sustancia seca, esta última se divide en:

- a) Sustancia inorgánica seca (SIS)
- b) Sustancia orgánica seca (SOS)

De estos elementos sólo la sustancia orgánica seca (SOS) es la que se convierte en biogás. En la Tabla A.1 se presentan diferentes sustratos con la cantidad de sustancias secas inorgánica e inorgánica, además de la relación carbono nitrógeno y la generación de biogás. Como se puede observar, el lodo residual de las plantas de tratamiento rurales se podría tratar con biodigestores y para la producción de biogás; su contenido de generación de biogás es comparable con el estiércol de cerdo o de gallina.

Tabla A.1 Contenido de sustancia seca, relación carbono-nitrógeno y generación de biogás en diferentes sustratos, citado en Infante (2006)

Sustrato	SIS	SOS	C/N	Generación biogás
	%	% de TS		m ³ /kg SOT
Estiércol vacuno	07-10	77 - 85	10-20	0.18 – 0.4
Estiércol de cerdo	5-7	77 - 78	8-15	0.3 – 0.52
Estiércol de gallina	18 - 32	75 - 83	7-10	0.33 – 0.65
Estiércol de ovino/cabra	25 - 35	72	12-25	0.16 – 0.42
Estiércol de caballo	28	-	18-25	0.2 – 0.35
Hojas de remolacha	16	78.5	14 - 18	0.5 – 0.73
Planta de papas	25	79	17 - 25	0.55 – 0.7
Lodos de aguas servidas	65 - 80	10	-	0.31 – 0.65
Cáscaras de manzanas	2-3	95	6-7	0.45 – 0.65
Cáscaras de papas	12-15	90	13 - 19	0.4 – 0.7
Cáscara de trigo	6-8	87 - 90	10-11	0.6 – 0.8
Restos de verduras	10-20	76	15	0.5 – 0.62
Restos de frutas	45	93	50	0.5 – 0.62
Restos de comida	9-18	90 - 95	15-20	0.6 – 0.81
Basuras orgánicas	60 - 75	30 - 70	40 - 80	0.29 – 0.8
Contenido estomacal (cerdos)	12-15	80 - 84	17-21	0.3 – 0.45
Contenido rumina Vacunos	11-19	80 - 88	17.21	0.4 – 0.57
Sebos	35 - 70	96		0.8 – 1.1

SIS = Sustancia inorgánica seca.

SOS = Sustancia orgánica seca.

C/N = relación carbono nitrógeno.

A.1.2. RESIDUOS PARA ALIMENTAR BIODIGESTORES RURALES

El biogás en las comunidades rurales se obtiene a partir de residuos como el estiércol líquido y cultivos energéticos, como sustrato de fermentación; también se pueden usar otro tipo de residuos orgánicos como residuos de cultivos, lodos residuales, residuos de rastros, granjas y

basura orgánica. Mediante el uso de la energía del estiércol líquido en plantas de biogás se evitan, en gran parte, las emisiones de metano. Para aumentar el rendimiento del gas se usan materias primas renovables, por ejemplo residuos de maíz, plantas enteras de cereales y muchos otros cultivos energéticos como girasoles, hierba del Sudán, remolacha azucarera, rábano oleaginoso y sorgo dulce (DENA, 2014).

Tabla A.2 Biogás en comparación con otras fuentes de energía, Lipp / GMBH

Valores	Biogás*	Gas natural	Gas propano	Gas metano	Hidrogeno
Valor Calorífico (Kwh m ⁻³)	7	10	26	10	3
Densidad (Kq m ⁻³)	1.08	0.7	2.01	0.72	0.09
Densidad con respecto al aire	0.81	0.54	1.51	0.55	0.07
Límite de explosión (% de gas en el aire)	6-12	5-15	2-10	5-15	4-80
Temperatura de encendido	687	650	470	650	585
Máxima velocidad de encendido en el aire (m s ⁻¹)	0.31	0.39	0.42	0.47	0.43
Requerimiento teórico de aire (m ³ m ⁻³)	6.6	9.5	23.9	9.5	2.4

*Biogás: 70% CH₄, 28% CO₂ y “% otros gases

En la Tabla A.2 se puede observar cómo el biogás producido en el biodigestor se puede comparar en calidad con respecto a otras fuentes de energía, como el gas natural, gas propano, gas metano e hidrógeno.

El biogás es un poco más liviano que el aire y posee una temperatura de inflamación de alrededor de 700 °C (diésel, 350 °C; gasolina y propano cerca de los 500°C), la temperatura de la llama alcanza unos 870° C. El biogás contiene la mínima cantidad de otros gases, entre otros, uno por ciento de ácido sulfhídrico (H₂S). Entre mayor es el tiempo de retención, más alto es el contenido de metano y con esto, mayor es el poder calorífico; con un corto tiempo de retención en el digestor el contenido de metano puede disminuir hasta un 50 por ciento. Con un contenido de metano mucho menor del 50 por ciento, el biogás deja de ser inflamable. El contenido de metano depende de la temperatura de fermentación: con bajas temperatura de se obtiene un alto porcentaje de gas metano, pero las cantidades de gas son menores. En la Tabla A.3 se muestra la producción de gas metano con los diferentes estiércoles.

Los sustratos que presentan mayor generación promedio de biogás son excretas de porcino (450 L/kg), excretas de aves (460 L/kg), algas (460 L/kg), y lodos de aguas servidas (450 L/kg). Los residuos vegetales que pueden ser usados, serán aquellos que no tengan otro uso más que la transformación a través de la biodigestión o del composteo. Algunas plantas verdes son útiles para su transformación por medio de fermentación anaeróbica. Los rendimientos de producción de gas son parecidos o algunas veces más altos, a los estiércoles (Tabla A.4). La madera o partes maderables de plantas son resistentes a la fer-

Tabla A.3 Producción de gas metano con diferentes residuos

Estiércol	Gas metano
Gallina	60%
Cerdo	67%
Bovino	55%
Pasto	70%
Desperdicios de cocina	50%
Lodo residual	50-63%

mentación y no se recomienda que sean usadas en la producción de biogás. La fermentación de los residuos sólo de plantas produce espumas. Los residuos vegetales únicamente deben ser usados en combinación con los excrementos animales, y deben ser triturados en partículas de dos a seis cm, (OEKOTOP, 1989).

A.1.3. USO ENERGÉTICO DEL BIOGÁS

De acuerdo a OEKOTOP (1989) un biodigestor de 8 a 10 m³ puede producir de 1.5 a 2 m³ de biogás por día, provenientes de 3 a 5 cabezas de ganado, o de 8 a 12 cerdos. Con esta cantidad de gas una familia de 6 a 8 personas puede:

- Cocinar 2 o 3 veces al día.
- Operar un refrigerador todo el día y dos lámparas por 3 horas.
- Operar una moto generadora de 3 kW por 1 hora.

El biogás, producto de la fermentación de la materia orgánica, se usa de diferentes maneras para el suministro de energía: como medio de la combustión en las centrales de cogeneración para generar electricidad utilizando el calor residual (producción combinada de calor y electricidad, cogeneración), como bio metano para

Tabla A.4 Valores de generación de biogás OEKOTOP, 1989

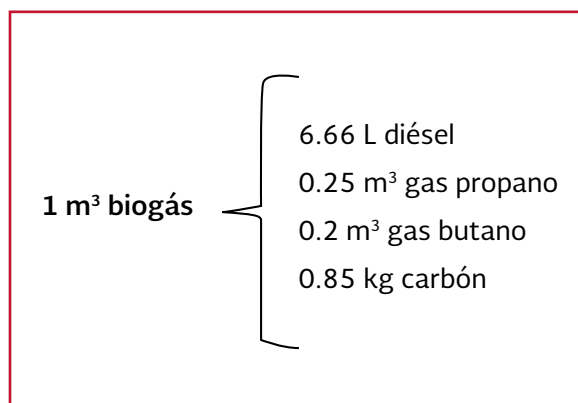
Sustrato	Generación de gas (L/kg biomasa seca)	Promedio (L/kg Biomasa seca)
Excreta de porcino	340 - 550	450
Excreta de vacuno	150 - 350	250
Excreta de aves	310 - 620	460
Guano de caballo	200 - 350	250
Guano de oveja	100 - 310	200
Guano de establo	175 - 320	225
Paja de cereales	180 - 320	250
Paja de maíz	350 - 480	410
Paja de arroz	170 - 280	220
Pasto fresco	280 - 550	410
Pasto de elefante	330 - 560	415
Bagazo	140 - 190	160
Desperdicios de verduras	300 - 400	350
Jacinto	300 - 350	325
Algas	380 - 550	460
Lodos de aguas servidas	310 - 640	450

la alimentación a una red de gas natural tras el tratamiento adecuado del biogás y como combustible en los vehículos de gas natural o directamente para cocinar.

El metano, principal componente del biogás, es el gas que le confiere las características combustibles al mismo. El valor energético del biogás por lo tanto estará determinado por la concentración de metano alrededor de 20 - 25 MJ/m³, comparado con 33 - 38 MJ/m³ para el gas natural.

Corresponde a 6.5 kw/h de energía. Si se convierte en corriente eléctrica obtenemos 1.8 y 2.5 kw/h de energía eléctrica, y el resto se traduce en calor 5 m³ de biogás = 1 galón de gas propano. En la Ilustración A.1 se observa la energía equivalente (en volumen) de biogás en comparación con otras fuentes de energía (Infantes, 2006).

Ilustración A.1 Energía equivalente (en Volumen) de biogás en comparación con otras fuentes de energía, Infantes, 2006



A.1.4. OTROS SUBPRODUCTOS DE LA BIODIGESTIÓN

Además del biogás se produce un residuo de fermentación que consta de una mezcla de agua, componentes minerales y sustancias orgánicas

sin descomponer. Este residuo de fermentación se puede utilizar como abono agrícola de alta calidad para poder finalizar el ciclo nutriente durante el cultivo de plantas energéticas o para venderlo como subproducto (DENA, 2014).

A.1.5. CONSIDERACIONES GENERALES

El suministro de aire influye considerablemente sobre el rendimiento. Una presión de gas de cinco a 20 cm de columna de agua (C.A.) es más apropiada para cocinar. Las lámparas necesitan unos 10 cm de C.A. de presión.

El ácido sulfhídrico del biogás con el agua condensada forma ácidos corrosivos, sobre todo, los enfriadores y calentadores de agua son sensibles a estos ácidos. La cámara de combustión y los quemadores deben estar hechos de acero colado, de acero especial o de esmalte.

Mezclas de biogás con aire en una relación 1/20 forman un gas detonante altamente explosivo. Se debe tener cuidado con las tuberías de gas que tengan fugas en recintos cerrados. Sin embargo, hasta ahora no se ha informado sobre explosiones causadas por el biogás.

Las tuberías de gas pueden estar hechas de acero, cobre, caucho o plástico. Se debe tener en cuenta que las mangueras de caucho se vuelven rápidamente porosas y permeables con los rayos solares. Las grandes longitudes de cañería y cambios de dirección repercuten en la caída de la presión.

A.1.6. PRINCIPALES APLICACIONES

A pequeña y mediana escala, el biogás ha sido utilizado en la mayor parte de los casos para cocinar en combustión directa en estufas simples. No obstante, también puede ser utilizado para iluminación, para calefacción y como reemplazo de la gasolina o combustible diésel en motores de combustión interna. En general, el biogás puede ser utilizado como cualquier otro gas combustible.

El biogás puede quemarse directamente en un calentador de agua, ya sea que se utilice para calefacción, secar, cocinar o calentar agua. El quemador debe ser del mismo tipo al del gas natural, o sea, con una presión de trabajo de 100 a 150 mm C.A. y de boca ancha. En verano, que es cuando se produce la mayor cantidad de gas, las necesidades de calefacción son mínimas, por lo que una buena parte del combustible puede ser utilizada en otras aplicaciones.

El gas puede alimentar un motor que accione un generador de energía eléctrica. Los motores fijos modificados para funcionar con metano, se encuentran normalmente en el mercado, y se recupera el calor residual del agua de refrigeración y de los gases de escape, que pueden ser más que suficientes para mantener la temperatura del digestor.

A.1.7. COSTOS

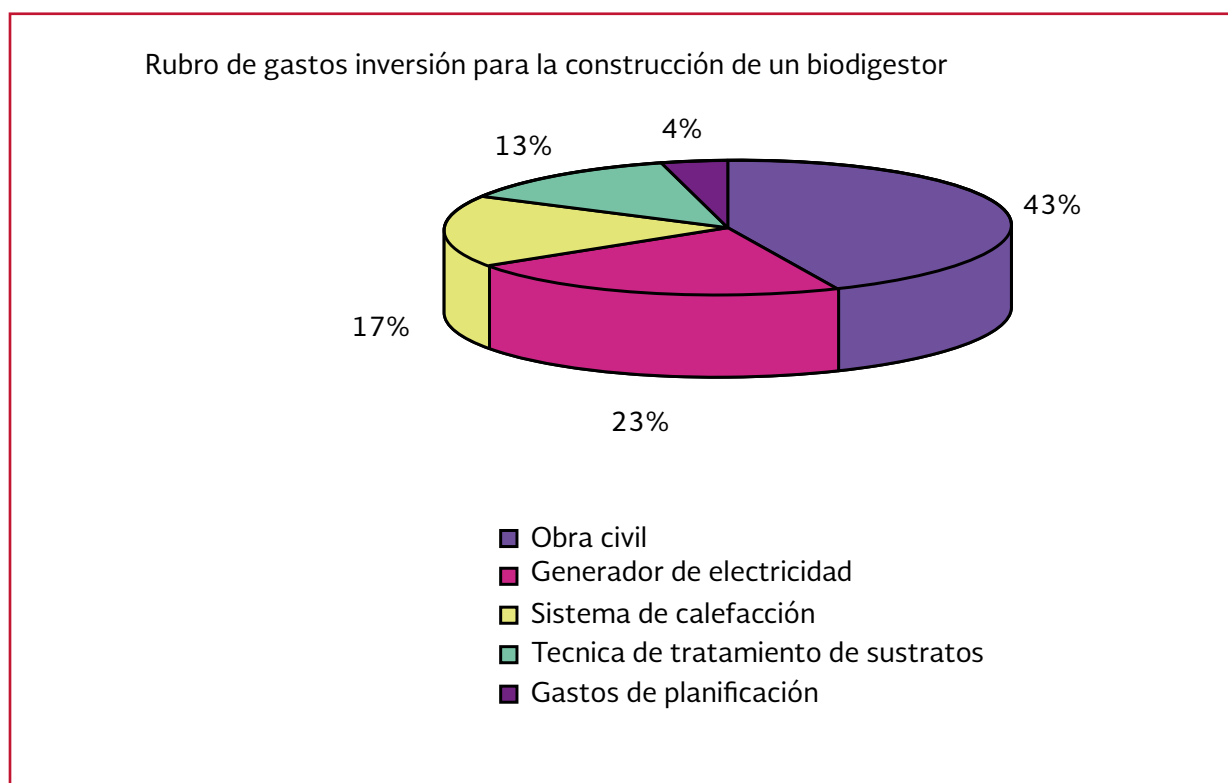
Los costos de inversión varían entre un biodigestor y otro, las consideraciones previas que se deben tomar en cuenta son tipo de biodi-

gestor, tipo de sustrato, sistema de calefacción, sistemas de agitación, tratamiento posterior de los efluentes, sistema de desulfatado, entre otros.

Un estudio estadístico efectuado en Alemania en el año 1997 por la Asociación de Biogás de dicho país, en función a 100 Biodigestores de diferente tamaño para determinar de manera porcentual el costo de inversión de sus diferentes elementos, arrojó los siguientes resultados (Ilustración

A.2): el 43 por ciento de la inversión la constituye la obra civil, la compra del generador de electricidad es el 23 por ciento, el 17 por ciento lo constituye el sistema de calefacción, que puede ser la construcción de la zanja, o si la instalación es superficial, las paredes de concreto que rodean el biodigestor o el invernadero para garantizar una temperatura más alta y homogénea; el 13 por ciento es la inversión con respecto al tipo de biodigestor y el 4 por ciento son los gastos de planificación (Infantes, 2006).

Ilustración A.2 Análisis porcentual de la inversión



BIBLIOGRAFÍA

- Abd El Gawad, H. A. & Butter, J.H.C. (1995). Clustering of towns and villages for centralized wastewater treatment. *Water Science and Technology*, Vol. 32, 11, 85-95.
- Acharya C.N. (1958). Preparation of Fuel Gas and Manure by Anaerobic Fermentation of Organic Materials. En: *Indian Council Of Agricultural research Bulletin*. 115.
- Aguilar, A. G. (2003). *La mega urbanización en la región centro de México hacia un modelo de configuración territorial*. México: Porrúa.
- Alicia, B. G. (1999). *Evaluación ecológica y social de las barrancas de Cuernavaca, Morelos*. Gaceta Ecológica INE-SEMARNAP. Número 51, 45-47 ISSN 1405-2849.
- Anggraini, S. (2007). *Sustainability Evaluation of Wastewater System in Bandung City*.
- Antonio, G. V. (1996). *Fundamentos básicos para el diseño de biodigestores anaeróbicos rurales*. Organización Panamericana de la Salud. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente.
- A., R. S. (2008). *Tratamiento de aguas residuales en pequeñas comunidades*. Universidad de Sonora.: División de Ingeniería.
- Arias, C. & Brix(2003). *Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales*. Bogotá, Colombia: Ciencia e Ingeniería Neogranadina, julio, número 013.
- Ashworth, J. S. (2011). *Waste Stabilization Pond Design Manual*. Power and Water Corporation.
- Avila Sánchez, H. (2009). *Peri urbanización y espacios rurales en la periferia de las ciudades*. Obtenido de Estudios Agrarios Procuraduría Agraria: http://www.pa.gob.mx/publica/rev_41/ANALISIS/7%20HECTOR%20AVILA.pdf.
- Balkema, A. A. (2002). *Indicators for the Sustainability Assesment of Wastewater Treatment Systems*. *Urban Water*, (4) 153-161.
- Barker H.A. (1956). *Biological Formation of Methane*. En: *Bacterial Fermentations*: Chap. I De: John Wiley and Sons (Ed). New York, pp: 1.
- Bonilla, Juan C. (2010). Invierten productores y SAGARPA 900 mdp en biodigestores que convierten desechos en biogás. Puebla, 08 de diciembre de 2010.
- Botero R. (2006). *Generación de Energía Eléctrica a partir de Biogás*. Obtenido de Universidad EARTH.
- Brakel J. (1980). *Small-scale Anaerobic Digesters (Biogas Plants): A Critical Review of the pre-1970 literature* Softbank, Ex-Library Delfy University Press.
- Brissaud, F. (2007). *Low Technology Systems for Wastewater Treatment. Perspectives*. *Water Science and Technology*.

- Brissaud, F. T. (2005). *Twenty Years Monitoring of Méze Stabilization Ponds II-Removal of Faecal Indicators*. Wat Sci. Te. Wat Sci. Tech.
- Brown, D. (1994). *Constructed Wetlands for the USA*. Water Quality International. N° 4.
- Buelna G. y Bélanger G. (1990). *Biofiltration á base de tourbe pour le traitement des eaux usées des petites municipalités*. Sci. Tech. Eau.
- Buswell A.M. y Hatfield W.D. (1938). Anaerobic fermentation. Bulletin n° 32. *State Water Survey*.
- Butler, D. &. (1997). *Towards Sustainable Urban Drainage*. *Water Science and Technology*., 35(9), 53-63.
- Calvo, L. R. (2006). *El Biodigestor: ¿Cómo Instalarlo en su Finca?* Obtenido de Instituto Costarricense de Electricidad: <http://www.engormix.com/MA-porcicultura/manejo/articulos/biodigestor-como-instalarlo-finca-t981/p0.htm>.
- Campos A.E. (2001). *Optimización de la digestión anaerobia de purines de cerdo mediante codigestión con residuos orgánicos de la industria agroalimentaria*. Tesis Doctoral. Laboratorio de Ingeniería Ambiental, Dpto. de Medio Ambiente y Ciencias del Suelo de la Universidad de Lérida. 394 pp.
- Capistrán Fabricio, Eduardo Aranda y Juan Carlos Romero. (2001). *Manual de Reciclaje, Compostaje y Lombricompostaje*. Instituto de Ecología, A.C. 2001. 151 pp. 1era. Ed., 1era. Reimp. Xalapa, Ver. México. 80 a 138 pp.
- Centro para la Investigación en Sistemas Sostenibles de Producción Agropecuaria (CIPAV). (2010). *Biodigestor plástico de flujo continuo, generador de gas y bio abono a partir de aguas servidas*.
- Chagnon, F. (1999). Thesis (M.Eng.): *Design and Dynamic Modeling of Waste Stabilization Ponds*. Massachusetts Institute of Technology: Dept. of Civil and Environmental Engineering.
- Chávez, Pablo Infante. (2006). *Diseños de biodigestores*.
- Chernicharo de Lemos. C. A. (2007). *Anaerobic Reactors*. IWA, edition. ISBN:1843391643.
- CNA. (2013). *Manual de sistemas de tratamiento de aguas residuales utilizados en Japón*. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento. CNA.
- Colli, J. (1997). *Manual de agua potable y alcantarillado*. Instituto Mexicano de Tecnología del agua.
- CONAGUA. (2011). *Situación del subsector Agua Potable, alcantarillado y Saneamiento*. México.
- CONAGUA. (2011). *Estadísticas del agua en México*. México.
- CONAGUA. (2013). *Atlas del agua en México*. México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Cooper, P. (1993). *The use of Reed Bed Systems to Treat Domestic Sewage: The European Design*

and Operation Guidelines for Reed Bed Treatments Systems, in Constructed Wetlands for Water Quality Improvement. USA: Lewis Publishers.

Cooper, P. J. (1996). *Reed Beds and Constructed Wetlands for Water Quality Improvement.* USA: Lewis Publishers.

Crites, R. W. (1992) Chap 13., Natural Systems, in *Design of Municipal Wastewater Treatment Plants, Vol. II, WEF Manual of Practice No. 8*, Water Environment Federation, Alexandria, VA, pp. 831-867.

Couillar, D. (1994). *The Use of Peat in Wastewater Treatment.* Wat. Res.

Crites, R. R. (1988). *Natural Systems for Waste Management & Treatment.* New York, NY:: McGraw Hill. d. (s.f.).

Crites, R., Tchobanoglous, G. (1998). *Small and Decentralized Wastewater Management Systems.* United States of America. McGraw-Hill Companies, Inc.

Delgadillo, O. C. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales.* Cochabamba, Bolivia: Centro andino para la Gestión y uso del Agua (Centro AGUA).

DENA, Agencia Alemana de Energía. (2014). Biogás.

Deublein D. y Steinhäuser A. (2008). *Biogas from Waste and Renewable Resources: An introduction.* Wiley-VCH editors Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim 447 págs.

Greeley S.A, y Velzy C.R. (1936). "Operation of Sludge Gas Engines". En: *Sewage Works Journal* 8 (1): 57-63.

Dinges, R. (1982). *Natural Systems for Water Pollution Control.* Holanda: Van Nostrand Reinhold Company.

Donald, B. (1994). *Constructed Wetlands in the USA.* Water Quality International, N° 4. USA.

Drake, H.L. and M. A. Horn. (2006). *Earthworms as a Transient Heaven for Terrestrial Denitrifying Microbes.* *Engineering in Life Sciences.*

Empresa Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados Sanitarios (ENACAL). (1999). *Guía de operación y mantenimiento de lagunas de estabilización administradas por ENACAL.* Proyecto sistema de alcantarillado sanitario para los barrios "La Florida", "Camilo Orega" y "Noel Vallecillo" de Chinandega.

EPA. (1992). *Manual Guidelines for Water Reuse.* Washington: EPA/625R-92/004.

EPA. (1993). *Constructed Wetlands for Waste Water, Treatment and Wild Life Habitat. 17 Case Studies.* United States.

EPA. (2000). Folleto informativo de tecnología de aguas residuales. *Humedales de flujo libre superficial.* Washinton, D.C.: Office of Water. EPA 832-F-00-024.

EPA. *Design Manual. Constructed Wetlands and Aquatic Plant Systems for Municipal Wastewater Treatment.* 1988. Cincinnati, OH. USA.

- Etnier C., P. T. (2007). *Overcoming Barriers to Evaluation and of Decentralized Wastewater Technologies and Management*. Obtenido de <http://werf.org>.
- Fang Cai-xia, Luo Xing-zhang, Guo Fei-hong, Zheng, Li Zhe-qin. (2010). *Nitrogen Removal in Earthworm Ecofilter Treating Domestic Wastewater*. Environmental Science 2010-02. CNKI: SUN: HJKZ.0.2010-02-014.
- Feachem, R. B. (1983). *Sanitation and Disease: Health Aspects of Excreta and Wastewater Management*. Chichester, England: John Wiley.
- Fernández, C. (1996). *Diseño físico y procedimientos constructivos de lagunas de estabilización*. Curso-taller internacional Diseño y operación de lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales industriales y municipales. . Material del curso. IMTA.
- Fernández, G. D. (2004). *Manual de Fitodepuración, filtros de macrófitas en flotación*. Ediatado dentro del programa Life por el Ayuntamiento de Lorca, la Obra Social de Caja Madrid, la ET-SIA de la UPM y la Fundacion Global Nature.
- Francisco J. Zamudio, A. C. (2008). *Un índice de ruralidad para México*. México: Estudios sobre Estado y Sociedad.
- Garcia, J. M. (2004). *Nuevos Criterios para el diseño y Operación de Humedales artificiales*. Barcelona, España: Ediciones CPET.
- Garzón-Zúñiga M. A., Tomasini-Ortíz A., Moeller-Chavez G., Hornelas-Uribe Y Buelna G. and Mijaylova-Nacheva P., (2008). *Enhanced Pathogen Removal in on-site Biofiltration Systems Over Organic Filtration Materials*. Water Practice and Technology, 3(2), 053. Doi: 10.2166/wpt.2008.053
- Garzón-Zuñiga M.A. & Buelna G. (2011). *Treatment of Wastewater from a School in a Decentralized Filtration System by Percolation over Organic Packing Media*. Wat. Sci. Tech, 64(5):.
- Garzón-Zúñiga M.A. & Buelna G. (2012). *Tratamiento de agua residual municipal por filtración sobre astillas de madera de tabachin (Caesalpinia pulcherrima)*. Salvador de Bahia Brasil: XXXIII Congreso Interamericano AIDIS.
- Garzón-Zúñiga M.A., L. P. (2007). *Aeration Effect on the Efficiency of Swine Manure Treatment in a Trickling Filter Packed with Organic Materials*. Wat. Sci. Tech.
- Garzón-Zuñiga M.A., Lessard P., Aubry G., Buelna G. (2007b). *Aeration Effect on the Efficiency of Swine Manure Treatment in a Trickling Filter Packed with Organic Materials*. Wat. Sci. Tech. 55(10).
- Garzón-Zúñiga M.A., Moeller-Chávez G., Buelna G., Tremblay M. L. (2006). *Biofiltración sobre materiales orgánicos de regiones tropicales y subtropicales*. Desarrollo IMTA-CRIQ (1a Etapa). Informe de proyectos: IMTA. TC0512.4-2005.
- Garzon-Zuñiga, M. A. (2001). *Mécanismes d'enlèvement de l'azote du lisier de porc par biofiltration aérée sur tourbe*. Quebec, Canadá: Tesis de Doctorado. Facultad de Ciencias e Ingeniería Civil. Universidad Laval.

- Garzón-Zúñiga, M. A. (2011). *Treatment of Wastewater from a School in a Decentralized Filtration System by Percolation over Organic Media*. Wat, Sci. Tech.
- Garzón-Zúñiga, M. A. (2012). *Tratamiento de agua residual municipal por filtración sobre astillas de madera de tabachin (Caesalpinia pulcherrima)*. Salvador de Bahia Brasil: XXXIII Congreso Interamericano AIDIS.
- Gerald, A. M. (1993). *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. Lewish Publishers.
- Gloyna, D. E. (1976). *Ponds as a Wastewater Treatment Alternative (Water Resources Symposium Numer nine)*. Austin: University of Texas.
- Gloyna, E. (1971). *Waste Stabilization Ponds*. Austin, Tex. USA: World Health Organization.
- Goldman J. C., O. W. (1974). *The Kinetics of Inorganic Carbon Limited Algal Growth*. WPCF. Vol 46, No 3, March, p. 559.
- Good, A. (1994). *Constructed Wetlands in Water Pollution Control: Fundamentals to their Understanding*. SRY consulting Engineers inc. P.O. Box 55291, Northlands 2116. South Africa.
- Greeley S.A, & Velzy C.R. (1936). "Operation of Sludge Gas Engines". En: *Sewage Works Journal* 8 (1): 57-63.
- Hamzeh, R. & V. Pronce, 2002. *Design Performance of Waste Stabilization Ponds*. McGrawhill, New York, USA.
- Han Runping, Zhang Zongpei, Shi Jie, Liu Hongmin, Yang Jian, Lu Yongsen. (2005). *Test Research on Microbial-earthworm Ecofilter System for Municipal Sewage Treatment. Techniques and Equipment for Environmental Pollution Control*. 2005-07.ISSN:1008-9241.0.2005-07-012.
- Hermanowicz, S. & Asano, T. (1999). Abel Wolman's "The Metabolism of Cities" revisited: A Case for Water Recycling and Reuse. Pergamon. Wat. Sci. Tech. Vol. 40, No. 4-5, pp. 29-36.
- Hernández, H. (2007). *Tratamiento descentralizado de aguas residuales domésticas en una comunidad costera de Ciudad de la Habana*. Ingeniería Hidráulica y Ambiental, Vol. XXVIII, No.3.
- Hophmayer-Tokich, S. (2006). *Wastewater Management Strategy: centralized v. decentralized technologies for small communities*. CSTM Studies and Reports, 271, 1-27.
- Impulsora Nacional de Tecnologías, S.A. de C.V. (1997). *Pantanos artificiales de flujo subterráneo: Tecnología de punta para el tratamiento de aguas residuales en Tlaxcala*. Gobierno del estado de Tlaxcala.
- Infantes Ch. P. (2006). *Diseño de Biodigestores*. Disponible en: <http://www.engormix.com/MA-porcicultura/manejo/articulos/dise-no-biodigestores-t976/p0.htm>.
- Instituto Nacional de Estadística y Geografía e Informática. (2012). *Anuario estadístico de los Estados Unidos Mexicanos*. México: Instituto Nacional de Estadística y Geografía.
- Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados. (2013). *Guías técnicas para el diseño de alcantarillado sanitario y sistemas de tratamiento de aguas residuales*. Nicaragua.

- IWA (Lluís Sala, Rafael Muñeriego & Takashi Asano). (2002). *Reuse and Conservation. Spain Sets the Example*.
- J., M. H. (2008). *Biodigestores familiares: Guía de diseño y manual de instalación*. Bolivia: GTZ-Energia. ISBN: 978-99954-0-339-3.
- Ji Fangying, Luo Guyuan, Zhou Jian, Liu Hongxia, Ji Fangying, Luo Guyuan, Zhou Jian, Liu Hongxia. (1998). *Research on The Earthworms and the Land Treatment of Sewage*. CHONG-QING environmental Science. 1998-04. DOI: ISSN: 1001-2141.0.1998-04-002.
- Jian Yang, Shuangfu Zhang, Jian Yang, Zhibo Lu. (2009). *Analysis on the Performance of Vermifilter at Low Temperature in Winter*, Energy and Environment Technology, International Conference on, vol. 3, pp. 193-197, 2009 International Conference on Energy and Environment Technology, 2009.
- Jian Yang, Fen Yu, Yi Chen, Zheng-pa Cao, Ting Liu, Mei-yan Xing. (2009). *Comparison of Nitrification Performance between Vermifilter Using Quartz Sand and Ceramsite as Media*. Energy and Environment Technology, International Conference on, vol. 2, pp. 484-487, 2009 International Conference on Energy and Environment Technology, 2009.
- Joint Departments of the Army and Air Force (JDAAF) USA. (1988). *Technical Manual TM 5-814-3/AFM 88-11, Volume 3, Domestic Wastewater Treatment*. USA.
- José, T. (1992). *Sistema Tohá*. Obtenido de Sistema Tohá: <http://www.sistematoha.cl/index.htm>.
- Kadlec, R. & Wallace (2009). *Treatment Wetlands*. CRC Press, Boca Ratón: FL, USA.
- Kadlec y Knight. (1996). *Treatment Wetlands*. Boca Ratón FL, USA.: Lewis Publishers.
- Kärman, E. (2001). *Strategies Towards Sustainable Wastewater Management*. Urban Water, Vol. 3, Issue 1-2, March-June, pages 63-72.
- Kayombo, S. M. (2006). *Waste Stabilization Ponds and Constructed Wetlands Design Manual*. Salaam y Dinamarca: WSP & CW Research Project y Danish University of Pharmaceutical Sciences.
- Lahera, V. (2010). *Infraestructura sustentable: las plantas de tratamiento de aguas residuales en México*. Redalyc.org.
- Lansing S., Viquez, J., Martínez, H., Botero, R. and Martínez, J. (2008). *Quantifying Electricity Generation and Waste Transformations in a Low-cost, Plug-flow Anaerobic Digestion System*. Ecologicalengineering 34 (2008) 332-348.
- Lara, J. A. (1999). *Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales*. España: Tesis maestría, Instituto Catalán de Tecnología, UPC.
- Lens P.N., Vochten P.M., Spilleers L. and Verstraete W.H. (1994). *Direct Treatment of Domestic Wastewater by Percolation over Peat, Bark and Woodchips*. Water Res., 28(1), 17-26.
- Lenntech. (2011). *¿Por qué es importante el oxígeno disuelto en el agua?*

- León, Z. G. (2010). Impulsa la SAGARPA proyectos de biodigestión. Periódico *La Jornada*. Martes 26 de enero de 2010, p. 39. <http://www.jornada.unam.mx/2010/01/26/index.php?section=sociedad&article=039n2soc>.
- Li Xu-dong, QIU Jiang-ping, HE Xiao-juan, XIAO Yi-qun. (2008). *Pilot-scale Study on Municipal Wastewater Treatment by Vermi-biofilter*. Water Purification Technology. 2008-04. CNKI: SUN: ZSJS.0.2008-04-012.
- Lobera L.J.B. (2011). *Historia del Biogás*. Instituto Murciano de Investigación y Desarrollo Agrario y Alimentario, (IMIDA). Proyecto METABIORESOR. Disponible en: [http://www.metabioresor.eu/upmedios/image/Historia%20del%20Biog%C3%A1s\(1\).pdf](http://www.metabioresor.eu/upmedios/image/Historia%20del%20Biog%C3%A1s(1).pdf).
- Lusk P. (1998). *Methane Recovery from Animal Manures*. "The current opportunities casebook" En: NREL, Golden. Colorado USA pp:3-7.
- Luth, Robin P., Germain P., Lecomte M., Landrain B., Li Y., Cluzeau D. (2010). *Earthworm Effects on Gaseous Emissions during Vermifiltration of Pig Fresh Slurry*. Bioresour Technol. 2011 Feb; 102(4):3679-86. Epub 2010 Nov 12. PMID: 21185175.
- Mara, D. (1997). *Design Manual for Waste Stabilization Ponds in India*. Inglaterra: Lagoon Technology International.
- Mara, D. (2003). *Domestic Wastewater Treatment in Developing Countries*. London: Sterling, VA.
- Mara, D. P. (1998). *Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterranean Countries*. Leeds, Inglaterra: Lagoon Technology International.
- Masi, F. (2007). *Constructed Wetland for Decentralized Waste Water Treatment*. Water Waste and Environmental Research 7 (1-2), 25-38.
- Masi, F. & Martinuzzi, N. (2007). *Constructed Wetland for the Mediterranean Countries: Hybrid Systems for Water Reuse and Sustainable Sanitation*. Desalination 215 (1-3), 44-55.
- Martín-García, I. B.-R.-S.-B.-M. (2006). *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población mejora de la calidad de los efluentes*. Obtenido de <http://www.centa.es/uploads/publicaciones/doc4f965da41fa7d.pdf>
- McCabe B.J. y Eckenfelder N.W. (1957). *Biological Treatment of Sewage and Industrial Wastes*. En: Vol. II Anaerobic Digestion and Solids-Liquid Separation. New York. Reinhold Publishing. 330 pp.
- McCarty P.L. (2001). "The Development of Anaerobic Treatment and its Future". En: *Water Science and Technology* 21: 1857-60.
- Mcpherson, G. B.-C. (1997). "Wetlands Application of Reclaimed Water/Riverside, California's Constructed Wetlands Experience". *Water Environment and Technology*.
- Méndez, M. (2005). "Contradicción, complementariedad e hibridación en las relaciones entre lo rural y lo urbano". CRIM-UNAM.
- Méndez-Tovar L. J., *. A.-F.-H.-G.-M.-C.-G.-C.-H.-M. (2006). "Micosis observadas en cin-

co comunidades mexicanas con alto grado de marginación”. *Gac Méd Méx* Vol. 142 No. 5 , 381-386.

Mendonça, S. C. (1990). *Lagoas de estabilização e aeradas mecanicamente: Novos conceitos*. João Pessoa, Brasil: Ed. S. R.

Metcalf & Eddy. (1991). *Wastewater Engineering Treatment, Disposal and Reuse*. USA: McGraw Hill Publishing Company. 3TM Edición.

Metcalf & Eddy. (2003). *Wasterwater Engineering Treatment and Reuse*. 4th. New York: McGraw Hill.

Meynell P.J. (1976). *Methane: Planning a Digesters*. New York. Schoken Books.

Mijaylova Nacheva, P. C. (2010). “Wastewater Treatment Using a Novel Bioreactor with Submerged Packed Beds for Domestic Wastewater Treatment”. *Water Science and Technology*.

Mijaylova Nacheva, P. M. (2008). “Comparison of Bioreactors with Different Kinds of Submerged Packed Beds for Domestic Wastewater Treatment”. *Water Science and Technology*.

Mijayloya, P. Y. (2006). *Tratamiento de aguas residuales mediante biofiltros sumergidos con diferentes materiales de soporte*. IMTA.

Mijaylova y Moeller. (2007). *Desarrollo de un prototipo de biofiltro sumergido para el tratamiento de aguas residuales de fraccioamientos o casas habitacion*. Proyecto tc0730.1.

Milhelcic, J. J. (2003). “Sustainability Science and Engineering: Emergence of a New Meta Discipline”. *Environment Science Technology* , 37 (23), 5314-5324.

Mohammed, A. A.-H. (2013). “Stabilization Pond for Wastewater Treatment”. *European Scientific Journal*. Vol.9, No.14 ISSN: 1857-7881.

Monográficos Agua en Centroamérica. (2008). *Manual de depuración de aguas residuales urbanas*. Secretariado Alianza por el Agua/Ecología y Desarrollo. ARPI relieve.

Morales & Bornhardt. (2010). *Thesis Project: Study of Factors Related to the Emerging Vermifiltration Biotechnology for Cattle Slurry Treatment and Valorization as Organic Fertilizer*. 2nd International Workshop, Universidad de La Frontera, Pucón, Chile, October 27-29, 2010.

Morand P., Robin P., Pourcher AM., Oudart D., Fievet S., Luth D., Cluzeau D., Picot B., Landrain B. (2011). “Design of an Integrated Piggery System with Recycled Water, Biomass Production and Water Purification by Vermiculture, Macrophyte Ponds and Constructed Wetlands”. *Water Sci Technol*. 2011; 63 (6): 1314-20.

Moshiri, G. (1993). *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. United States: CRC Press.

Muga, H. E. (2008). “Sustainability of Wastewater Treatment Technologies”. *Journal of Environmental Management*, (88) 437-447.

- Neftalí-Rojas, M., & Galván-García, M. Y. (1996). *Evaluación rápida de la viabilidad fr los huevos de helmintos con colorantes biológicos*. Obtenido de <http://www.bvsde.paho.org/bv-saidis/caliagua/peru/mexcca022.pdf>
- Nugent. (2000). *Thematic Paper 3.- The impact of Urban Agriculture on the Household and Local Economies*. Obtenido de Forum wentfishing.net.: <http://wentfishing.net/farmlit/Theme3.pdf>.
- Oakley S. M., P. D. (2005). *Lagunas de estabilización en Honduras: manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento, monitoreo y sostenibilidad*. Universidad estatal de California.
- OEKOTOP. (1989). *Biogas Plants in Animal Husbandry*. Agencia de Cooperación Técnica Alemana. GTZ, 1989, 153 pages.
- Odum, E. (1972). *Ecología*. Interamericana.
- OPS., O. P. (2005). *Guía para el diseño de tanques sépticos, tanques Imhoff y lagunas de estabilización*. Lima, Perú: OPS/CEPIS/05.163. UNATSABAR.
- Otter pohl, R. (2001). "Sustainable Water and Management in Urban Areas". *Wat. Sci.Tech.*
- Otter pohl, R. M. (1997). "Sustainable Water and Waste Management in Urban Areas". *Wat. Sci Tech.*
- P. I. C. (2006). www.engormix.com. Obtenido de www.engormix.com: <http://www.engormix.com/MA-porcicultura/manejo/articulos/disenio-biodigestores-t976/p0.htm>
- Panebianco, S. &-W. (2006). "Modelling Socio-technical Transformations in Wastewater Treatment-A Aethodological Proposa". *Technovation*, Vol. 26(9), pp. 1090-1100.
- Parkinson, J., Tayler, K. (2003). *Decentralized Wastewater Management in Peri-urban Areas in Low-income Countries. Environment and Urbanization*. Published by SAGE.
- Paruch, A. M., Maehlum, T., Obarska-Pempkowiak, H., Gajewska, M., Wojciechowska, E., Ostojki, A. (2011). "Rural Romestic Wastewater treatment in Norway and Poland: Experiences, Cooperation and Concepts on the Improvement of Constructed Wetland Technology". *Water Science & Technology*. IWA Publishing. 776-781.
- Pearson, H. M. (1987). "Physicochemical Parameters in Fluencing Faecal Coliform Survival in Waste Stabilization Ponds". *Water Science and Technology*.
- Pearson, H. S. (2005). "Implications for Physical Design: The Effect of Depth on the Performance of Waste Estabilizacion Ponds". *Wat. Sci. Tech.* SI(12). 69-74.
- Pearson, H. S. (2005). "The Effect of Depth on the Performance of Waste Stabilization Ponds". *Wat. Sci. Tech.*
- Peimbert, G. (2003). *Cambio cultural e identidad en zonas urbano-rurales de la zona metropolitana de Cuernavaca, Morelos*. Cuernavaca Morelos: Documento mecanografiado.

- Peña, M. M. (2004). *Waste Stabilization Ponds*. Cali, Colombia y Leeds, Inglaterra: IRC International Water and Sanitation Centre.
- Pérez Avilés, R. Y. (2003). *Integración, urbanismo y agro sistemas rurales: el caso de la zona conurbada Puebla Tlaxcala*. Morelia, Michoacan: Ponencia presentada en el Cuarto Congreso Nacional de la AMER.
- Pérez Aviléz, R. (2001). *Mercado de tierras ejidales: el caso de San Juan Huilco*. Atlixco, Puebla.: performance of very shallow ponds treating effluents from UASB reactors.
- Philippe Morand, Paul Robin, et al. (2010). *Extensive Treatment System For Recycling Water For Flushing Fresh Manure And Recovering Nutrients*. International Symposium on Aqua Science, Water Resource and Low Carbon Energy, AIP Conf. Proc. -- November 24, 2010 -- Volume 1251, pp. 89-92. 2nd; doi:10.1063/1.3529351.
- Phuntsho, S. S. (2008). *Wastewater Stabilization Ponds (WSP) for Wastewater Treatment*. Edited by S. Vigneswaran, in Encyclopedia of kLife Support Systems (EOLSS), Developed under the Auspices of the UNESCO, Eolss Publishers, Oxford ,UK, [http://www.eolss.net] Obtenido de [http://www.eolss.net].
- Plaza, D. & Vidal. (2007). *Humedales artificiales: una alternativa a considerar para el tratamiento de aguas residuales*. Chile: Tecnología del agua.
- Platzer, C. (1996). *Enhanced Nitrogen Elimination in Subsurface Flow Artificial Wetlands: A Aultistage Concept*. In Proceedings of the 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution. Control. International Water Association, Colchester, UK.
- Price, T., Probert, D. (1997). "Role of Constructed Wetlands in Environmentally-sustainable Developments". *Applied Energy*: Volume 57, Issues 2-3, June-July 1997, Pages 129-174.
- Priestly J. (1790). *Experiments and Observations on Different Kinds of Air*. Vol I p. 206, Birmingham, UK.
- Propoff L. (1875). *Über die Sumpfgasvergärung*. En: Archiv über die gesamte Physiologie des Menschen und der Tiere von Pflüger, Bd 10.
- Qiu Jiang ping. (2000). "Earthworms and their Application in Environment Protection III. Application of Earthworms in the Treatment of Organic Waste and Urban Sewage". *Journal of Shanghai Agricultural College*. 2000-01.ISSN: 31-1448.0.2000-01-009.
- Realizacion, D. (2008). Patente n° MX/a/2008/016199.
- Ramalho R.; Jiménez D. y De Lora F. (1996). *Tratamiento de aguas residuales*. Editorial Reverté, S.A. España.
- Reed, S. C. (1995). *Natural Systems for Waste Management and Treatment (Segunda ed)*. New York, USA: McGraw-Hill, Inc.
- Robbins, D. (2012). *Powering Agriculture - An Interactive Toolkit for Sizing Biogas Digesters for Small Livestock Operations*. *Wastewater Solutions for Development*. Decentralizing wastewater treatment for simplicity and sustainability. Disponible en: <http://watsanexp.ning.com/profiles/blogs/powering-agriculture-an-interactive-toolkit-for-sizing-biogas-dig>.

- Robert, A. (2008). *Sustainability Economics: Where do We Stand?* (Elsevier, Ed.) *Ecological Economics*, 67, 281–310. Recuperado el 6 de Agosto de 2013, de Elsevier: www.elsevier.com/locate/ecocon
- Rodríguez, R. J. (2000). *Valor nutritivo del repollito de agua (pistia stratiotes L.) y su posible uso en la alimentación animal*. Zootecnia Trop.
- Rodríguez, P. (2003). *Humedales artificiales*. Estado del arte. (II). Ingeniería Hidráulica y Ambiental.
- Roediger H. (1955). “Die anaerobe alkalische Schalmmfaulung”. *Gwf, Schriftenreihe Wasser, Abwasser Bd 1*.R. Oldenbourg Verlag.
- Rojas, G. (2012). “Inservibles nueve de cada 10 plantas tratadoras de agua en Puebla”. Ssaot. e-consukta.com.
- Rolim, S. (2000). *Sistemas de lagunas de estabilización: Cómo utilizar aguas residuales tratadas en sistemas de regadío*. Santa Fe de Bogotá, D. C., Colombia: McGraw-hill Interamericana.
- Romero, J. A. (1999). *Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización*. Colombia.
- Romero, R. J. (2005). *Tratamiento de aguas residuales teoría y principios de diseño*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Rousseau, D. y Hooijmans (2009). *Recent Advances in Modelling*. Cali, Colombia: Conferencia Agua 2009.
- Sathianathan M. A. (1975). “Biogas Achievement and Challenges Association of Voluntary Agencies and Rural Development, New Delhi: A multidisciplinary” Reviewed by Andrew Barnett, Leo Pyle and Subramanian, *The Biogas Technology in the third world*.
- Shankar, S., H., Pattanaik, R., B., Bhawalkar, & S., U. (s.f.). *Process for Treatment of Organic Wastes*. Obtenido de Process for treatment of organic wastes: <http://www.ecoguru.org/>.
- Sherwood, C. C. (1995). *Natural Systems for Wastre Management and Treatment*. USA: McGraw-Hill, Inc.
- SIIC. (Julio de 2010). *Resumen objetivo elaborado por el Comité de Redacción Científica de SIIC*. Obtenido de Retrieved from Pistia Stratiotes es una Planta con Propiedades Terapéuticas y Preventivas: <http://www.bago.com/BagoArg/Bibli/farmaweb343.htm>.
- Singh D.P. and S.K. Dwivedi. (2005). *Environmental Microbiology and Biotechnology*. New Age International Publishers. 228 pp. ISBN: 81-224-1510-5. Printed in India. Chapter: Vermiculture Biotechnology an Biocomposting 97-105 pp.
- Sinha, R.K, G. Bharambe and P. Bapat. Removal of High BOD and COD. (2007). “Loadings of Primary Liquid Waste Products from Dairy Industry by Vermifiltration Technology Using Earthworms”. *Indian J. Environmental Protection* 27 (6): 486-501(2007).
- Sinha, R.K., G. Bharambe and U. Chaudhari. (2008). “Sewage Treatment by Vermifiltration with Synchronous Treatment of Sludge by Earthworms: a Low Cost Sustainable Technology over Conventional Systems with Potential for Decentralization”. *Environmentalist*, pp. 409-420.

- Söhngen, N. L. (1906). "Über bakterien, welche methan ab kohlenstoffnahrung and energiequelle gebrauchen". En: *Parasitenkd. Infections kr. Abt.* 2(15): 513–7. Talbot P., Belanger G., Pelletier M., Laliberté G. y Arcand Y. (1996). Development of a Biofilter Using an Organic Médium for on-site Wastewater Treatment. *Wat. Sci. Tech.*
- Talboys, A. (1971). *Lagunas de estabilización en America Latina*. Lima, Perú: Centro Panamericano de Ingeniería sanitaria y Ciencias del ambiente.
- Tay, Z. J. (1995). *Micribiología y Parasitología Médicas*. México: Méndez Editores.
- Tilley, E., Lüthi, C., Morel, A., Zurbrügg, C., Schertenleib, R. (2008). *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento*. Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag). Dübendorf, Suiza.
- Titjen C. (1975). "From Biodung to Biogas: Historical review of European experience". En: *Energy, agriculture and waste management*, W.J. Jewell ed. Ann Arbor Science 347-59.
- Toha, J. (1992). *Sistematoha*. Obtenido de <http://www.sistematoha.cl/index.htm>
- UNEPa, undated, Environmentally Sound Technologies in Wastewater Treatment http://www.unep.or.jp/ietc/Publications/Freshwater/SB_summary/index.asp.
- Universidad Nacional San Antonio Abad-Universidad de Lima, Perú. (1990). *Seminario Internacional, Las energías renovables y el desarrollo de regiones rurales, 17-19 enero 1990*. Universidad Nacional San Antonio Abad, Cusco / U. de Lima.
- U.S. Environmental Protection Agency (EPA). (2011). *Principles of Design and Operations of Wastewater Treatment Pond Systems for Plant Operators, Engineers, and Managers*. Cincinnati, Ohio,: EPA/600/R-11/088.
- U.S. EPA. (2004). *Manual-Guidelines for Water Reuse*. Washintong, D.C: U.S. Environmental, Protection Agency.
- US EPA. (2002). *Onsite Wastewater Treatment Systems Manual*. USA: EPA/625/R-00/008.
- US EPA. (2002). *Wastewater Technology Fact, Sheet: Facultative Lagoons*. US Environmental Protection Agency.
- USEPA. (1991). *Constructed Wetlands and Aquatic Plant Systems for Municipal Wastewater Treatment* U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development. Cincinnati, OH: Center for Environmental Research Information.
- Van Lier, J.B., Vashi, A., Van Der Lubbe, J., and Heffernan, B. (2010). *Anaerobic Sewage Treatment Using UASB Reactors: Engineering and Operational Aspects*, en Herbert HP Fang. 2010, Environmental Anaerobic Technology. Imperial College Press. ISBN-13 978-1-84816-542-7
- Verma, M. B. (2006). *Aerobic Biofiltration Processes- Advances in Wastewater Treatment. Practice Periodical of Hazardous, Toxic and Radioactive Waste Management*.
- Volta A. (1778). *Briefe über die natürlich entstehende, entzündbare Sumpfluft*. H.Steiner & Co., Winterthur 172 p.

- Von Sperling. M. (2007). *Wasterwater Charac-
teristics Treatment and Disposal*. IWA Publi-
shing, London, Nueva York.
- Von Sperling. M. and Mascarenhas, L. (2006).
“Performance of Very Shallow Ponds Treating
Effluents from UASB Reactors”. *Wat. Sci. Tech.*
51(12), 83-90.
- Vymazal, J. & Kröpfelová (2008). *Environment
Pollution 14. Wastewater Treatment in Construc-
ted Wetlands with Horizontal Sub-surface Flow*.
(Ed.) Springer.
- Wanga Su, Jian Yanga, Shan-Jie Loua and Jian
Yanga. (2009). *Wastewater Treatment Perfor-
mance of a Vermifilter Enhancement by a Con-
verter Slag-coal Cinder Filter*. *Ecological Engi-
neering*. Volume 36, Issue 4, April 2010, pages
489-494. doi:10.1016/j.ecoleng.2009.11.018.
- Waksman S.A. & Skinner C.E. (1925). “Mi-
croorganisms Concerned in the Decomposition
of Celluloses in the Soil”. En: *The Journal Se-
ries, New Jersey Agricultural Experiment Sta-
tions*, Department of Soil Chemistry and Bac-
teriology, Paper No 250.pp: 57-84.
- Watson, J. R. (1989). *Performance Expectations
and Loading Rates for Constructed Wetlands in
Constructed Wetlands for Wastewater Treat-
ment Municipal, Industrial and Agricultural*.
D.A. Hammer, Chelsea, Michigan.: Lewis Pu-
blisher.
- Wayne, W. R., & Bhushan, T. B. (2012). “Stu-
dies in Adsorption: Determination of Specific
Surface Area of Aluminum, Stannous and Vana-
dium Ferrocyanides” by a *Cationic Organic Dye
Adsorption. Nature and Science*, 10(4), 17-21.
- WCED. (1987). *World Commission on Environ-
ment and Development, The Brundtland Report:
Our common future*. Oxford: Oxford Univer-
sity Press.
- WEF. (1996). *Natural Biological Processes*,
Chapter 23. Alexandria, United States: Ope-
ration of Municipal Wastewater Treatment
Plants, Vol. 25th Ed.
- Wilderer. (2001). *Decentralized versus Centra-
lized Wastewater Management. In Descentrali-
sed Sanitation and Reuse*. Lens, P., Zeemann.
IWA Publishing, London, UK.
- Wood, A. (1996). *Constructed Wetlands in Wa-
ter Pollution Control, /Fundamentals to their
Understanding*. South Africa. CA-0160: SRK
Consulting Engineers Inc. Northlands 2116.
- Xing Meiyan, Yang Jian & Lu Zhibo. (2005).
*Microorganism-earthworm Integrated Biological
Treatment Process a Sewage Treatment Option for
Rural Settlements*. ICID 21st European Regional
Conference 2005 - 15-19 May 2005 - Frankfurt
(Oder) and Slubice - Germany and Poland. Dis-
ponible en: [www.zalf.de/icid/ICID_ERC2005/
HTML/ERC2005PDF/.../Xing.pdf](http://www.zalf.de/icid/ICID_ERC2005/HTML/ERC2005PDF/.../Xing.pdf).
- Xing Mei-yan, YANG Jian, MA Xiao-jie,
CHEN Qiao-yan. (2008). *Study on Nitrification
Performance of Vermibiofilter and Its Influencing
Factors. China Water & Wastewater*. 2008-03.
CNKI: SUN: GSPS.0.2008-03-006.
- Yang Jian, Yang Ju-chuan, Chen Qiao-yan,
Lou Shan-jie. (2008). *Effect of Hydraulic Load
Distribution on Sewage Treatment Efficiency of
Earthworm Bio-filter*. *Environmental Science*.
2008-07.CNKI: SUN: HJKZ.0.2008-07-024.

Yañez, E. C. (1992). *Lagunas de estabilización. Teoría, diseño, evaluación y mantenimiento*. Ecuador: Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias.

Yañez, F. (1993). *Lagunas de estabilización*. Lima, Perú: Centro Paramericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del ambiente.

Yañez, F. (1993). *Lagunas de estabilización: Teoría, diseño, evaluación y mantenimiento*. Cuenca, Ecuador: Imprenta Monsalve.

Zamudio-Sánchez, F. (2008). *Un índice de ruralidad para México*. México: Estudios sobre Estado y Sociedad. Vol. XIV, No. 42.

Zhao L, Wang Y, Yang J, Xing M, Li X, Yi D, Deng D. (2010). *Earthworm-microorganism Interactions: A Strategy to Stabilize Domestic Wastewater Sludge*. Water Res. 2010 Apr; 44(8): 2572-82. Epub 2010 Jan 22. PMID: 20144838.

TABLA DE CONVERSIONES DE UNIDADES DE MEDIDA

Sigla	Significado	Sigla	Significado
mg	miligramo	kg/m ³	kilogramo por metro cúbico
g	gramo	l/s	litros por segundo
kg	kilogramo	m ³ /d	metros cúbicos por día
mm	milímetro	Sm ³ /h	condiciones estándar de metro cúbico por hora
cm	centímetro	Scfm	condiciones estándar de pies cúbicos por minuto
m	metro	°C	grados Celsius
ml	mililitro	psia	libra-fuerza por pulgada cuadrada absoluta
l	litro	cm/s	centímetro por segundo
m ³	metro cúbico	m/s	metro por segundo
s	segundo	HP	caballo de fuerza (medida de energía)
h	hora	kW	kilowatt
d	día	UNT	unidades nefelométricas de turbiedad
mg/l	miligramo por litro		

Longitud

Sistema métrico	Sistema Inglés	Siglas
1 milímetro (mm)	0.03	in
1 centímetro (cm) = 10 mm	0.39	in
1 metro (m) = 100 cm	1.09	yd
1 kilómetro (km) = 1 000 m	0.62	mi
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 pulgada (in)	2.54	cm
1 pie (ft) = 12 pulgadas	0.30	m
1 yarda (yd) = 3 pies	0.91	m
1 milla (mi) = 1 760 yardas	1.60	km
1 milla náutica (nmi) = 2 025.4 yardas	1.85	km

Superficie

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ² = 100 mm ²	0.15	in ²
1 m ² = 10 000 cm ²	1.19	yd ²
1 hectárea (ha) = 10 000 m ²	2.47	acres
1 km ² = 100 ha	0.38	mi ²
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ²	6.45	cm ²
1 ft ² = 144 in ²	0.09	m ²
1 yd ² = 9 ft ²	0.83	m ²
1 acre = 4 840 yd ²	4 046.90	m ²
1 milla ² = 640 acres	2.59	km ²

Volumen/capacidad

Sistema métrico	Sistema inglés	Siglas
1 cm ³	0.06	in ³
1 dm ³ = 1 000 cm ³	0.03	ft ³
1 m ³ = 1 000 dm ³	1.30	yd ³
1 litro (L) = 1 dm ³	1.76	pintas
1 hectolitro (hL) = 100 L	21.99	galones
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 in ³	16.38	cm ³
1 ft ³ = 1 728 in ³	0.02	m ³
1 onza fluida EUA = 1.0408 onzas fluidas RU	29.57	mL
1 pinta (16 onzas fluidas) = 0.8327 pintas RU	0.47	L
1 galón EUA = 0.8327 galones RU	3.78	L

Masa/peso

Sistema métrico	Sistema inglés	
1 miligramo (mg)	0.0154	grano
1 gramo (g) = 1 000 mg	0.0353	onza
1 kilogramo (kg) = 1 000 g	2.2046	libras
1 tonelada (t) = 1000 kg	0.9842	toneladas larga
Sistema Inglés	Sistema métrico	
1 onza (oz) = 437.5 granos	28.35	g
1 libra (lb) = 16 oz	0.4536	kg
1 stone = 14 lb	6.3503	kg
1 hundredweight (cwt) = 112 lb	50.802	kg
1 tonelada larga = 20 cwt	1.016	t

Temperatura

$^{\circ}\text{C} = \frac{5}{9}(^{\circ}\text{F} - 32)$	$^{\circ}\text{F} = \frac{9}{5}(^{\circ}\text{C}) + 32$
---	---

Otros sistemas de unidades		Multiplicado por	Sistema Internacional de Unidades (SI)	
Unidad	Símbolo	Factor de conversión	Se convierte a	
Longitud				
Pie	pie, ft.,'	0.30	metro	m
Pulgada	plg, in,"	25.40	milímetro	mm
Presión/esfuerzo				
Kilogramo fuerza/cm²	kg _f /cm²	98 066.50	pascal	Pa
Libra/pulgada²	lb/ plg², PSI	6 894.76	pascal	Pa
atmósfera técnica	at	98 066.50	pascal	Pa
metro de agua	m H ₂ O (mca)	9 806.65	pascal	Pa
mm de mercurio	mm Hg	133.32	pascal	Pa
bar	bar	100 000.00	pascal	Pa
Fuerza/ peso				
kilogramo fuerza	kg _f	9.80	newton	N
Masa				
libra	lb	0.45	kilogramo	kg
onza	oz	28.30	gramo	g
Peso volumétrico				
kilogramo fuerza/m³	kg _f /m³	9.80	N/m³	N/m³
libra /ft³	lb/ft³	157.08	N/m³	N/m³
Potencia				
caballo de potencia	CP, HP	745.69	watt	W
caballo de vapor	CV	735.00	watt	W
Viscosidad dinámica				
poise	μ	0.01	pascal segundo	Pa s
Viscosidad cinemática				
viscosidad cinemática	v	1	stoke	m²/s (St)
Energía/ Cantidad de calor				
caloría	cal	4.18	joule	J
unidad térmica británica	BTU	1 055.06	joule	J
Temperatura				
grado Celsius	°C	tk=tc + 273.15	grado Kelvin	K

Nota: El valor de la aceleración de la gravedad aceptado internacionalmente es de 9.80665 m/s²

Longitud								
de / a	mm	cm	m	km	mi	milla náutica (nmi)	ft	in
mm	1.000	0.100	0.001					
cm	10000	1.000	0.010				0.033	0.394
m	1 000.000	100.000	1.000	0.001			3.281	39.370
km			0.001	1.000	0.621	0.540	3 280.83	0.039
mi			1 609.347	1.609	1.000	0.869	5 280.000	
nmi			1 852.000	1.852	1.151	1.000	6 076.115	
ft		30.480	0.305				1.000	12.000
in	25.400	2.540	0.025				0.083	1.000

Superficie								
de / a	cm ²	m ²	km ²	ha	mi ²	acre	ft ²	in ²
cm ²	1.00						0.001	0.155
m ²	10 000.00	1.00					10.764	1 550.003
km ²			1.000	100.000	0.386	247.097		
ha		10 000.00	0.010	1.000	0.004	2.471		
mi ²			2.590	259.000	1.000	640.000		
acre		4 047.00	0.004	0.405	0.002	1.000		
ft ²	929.03	0.09					1.000	0.007
in ²	6.45						144.000	1.000

Volumen								
de / a	cm ³	m ³	L	ft ³	gal. EUA	acre-ft	in ³	yd ³
cm ³	1.000		0.001				0.061	
m ³		1.000	1 000.000	35.314	264.200			1.307
L	1 000.000	0.001	1.000	0.035	0.264		61.023	
ft ³		0.028	28.317	1.000	7.481			0.037
gal. EUA		0.004	3.785	0.134	1.000		230.974	
acre-ft		1 233.490				1.000		
in ³	16.387		0.016		0.004		1.000	
Yd ³		0.765		27.000				1.000

Gasto								
de / a	l/s	cm ³ /s	gal/día	gal/min	l/min	m ³ /día	m ³ /h	ft ³ /s
l/s	1.000	1 000.000		15.851	60.000	86.400	3.600	0.035
cm ³ /s	0.001	1.000	22.825	0.016	0.060	0.083		
gal/día		0.044	1.000			0.004		
gal/min	0.063	63.089	1 440.000	1.000	0.000	5.451	0.227	0.002
l/min	0.017	16.667	0.000	0.264	1.000	1.440	0.060	
m ³ /día	0.012	11.570	264.550	0.183	0.694	1.000	0.042	
m ³ /h	0.278		6 340.152	4.403	16.667	24.000	1.000	0.010
ft ³ /s	28.316			448.831	1 698.960	2 446.590	101.941	1.000

Eficiencia de pozo			
de	a	gal/min/pie	l/s/m
gal/min/pie		1.000	0.206
l/s/m		4.840	1.000

Permeabilidad							
de	a	cm/s	gal/día/Pie²	millones gal/día/acre	m/día	pie/s	Darcy
cm/s		1.000	21 204.78		864.000	0.033	
gal/día/pie²			1.000		0.041		0.055
millón gal/día/acre				1.000	0.935		
m/día		0.001	24.543	1.069	1.000		1.351
pie/s		30.480			26 334.72	1.000	
Darcy			18.200		0.740		1.000

Peso									
de	a	grano	gramo	kilogramo	libra	onza	tonelada corta	tonelada larga	tonelada métrica
Grano (gr)		1.000	0.065						
Gramo (g)		15.432	1.000	0.001	0.002				
Kilogramo (kg)			1 000.000	1.000	2.205	35.273			0.001
Libra (lb)			453.592	0.454	1.000	16.000			
Onza (oz)		437.500	28.350			1.000			
t corta				907.180	2 000.000		1.000		0.907
t larga				1 016.000	2 240.000		1.119	1.000	1.016
t métrica				1 000.000	2 205.000		1.101	0.986	1.000

Potencia									
de	a	CV	HP	kW	W	ft lb/s	kg m/s	BTU/s	kcal/s
CV		1.000	0.986	0.736	735.500	542.500	75.000	0.697	0.176
HP		1.014	1.000	0.746	745.700	550.000	76.040	0.706	0.178
kW		1.360	1.341	1.000	1 000.000	737.600	101.980	0.948	0.239
W				0.001	1.000	0.738	0.102		
ft lb/s					1.356	1.000	0.138	0.001	
kg m/s		0.013	0.013	0.009	9.806	7.233	1.000	0.009	0.002
BTU/s		1.434	1.415	1.055	1 055.000	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal/s		5.692	5.614	4.186	4 186.000	3 088.000	426.900	3.968	1.000

Presión								
de	a	atmósfera	Kg/cm ²	lb/in ²	mm de Hg	in de Hg	m de H ₂ O	ft de H ₂ O
atmósfera		1.000	1.033	14.696	760.000	29.921	10.330	33.899
kg/cm ²		0.968	1.000	14.220	735.560	28.970	10.000	32.810
lb/in ²		0.068	0.070	1.000	51.816	2.036	0.710	2.307
mm de Hg		0.001	0.001	0.019	1.000	0.039	0.013	0.044
in de Hg		0.033	0.035	0.491	25.400	1.000	0.345	1.133
m de agua		0.096	0.100	1.422	73.560	2.896	1.000	3.281
ft de agua		0.029	0.030	0.433	22.430	0.883	0.304	1.000

Energía									
de	a	CV hora	HP hora	kW hora	J	ft.lb	kgm	BTU	kcal
CV hora		1.000	0.986	0.736				2 510.000	632.500
HP hora		1.014	1.000	0.746				2 545.000	641.200
kW hora		1.360	1.341	1.000				3 413.000	860.000
J					1.000	0.738	0.102		
ft.lb					1.356	1.000	0.138		
kgm					9.806	7.233	1.000		
BTU					1 054.900	778.100	107.580	1.000	0.252
kcal					4 186.000	3 087.000	426.900	426.900	1.000

Transmisividad				
de	a	cm ² /s	gal/día/pie	m ² /día
cm ² /s		1.000	695.694	8.640
gal/día/ft		0.001	1.000	0.012
m ² /día		0.116	80.520	1.000

Conversión de pies y pulgadas, a metros												
ft, in/m	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
0	0.000	0.025	0.051	0.076	0.102	0.127	0.152	0.178	0.203	0.229	0.254	0.279
1	0.305	0.330	0.356	0.381	0.406	0.432	0.457	0.483	0.508	0.533	0.559	0.584
2	0.610	0.635	0.660	0.686	0.711	0.737	0.762	0.787	0.813	0.838	0.864	0.889
3	0.914	0.940	0.965	0.991	1.016	1.041	1.067	1.092	1.176	1.143	1.168	1.194
4	1.219	1.245	1.270	1.295	1.321	1.346	1.372	1.397	1.422	1.448	1.473	1.499
5	1.524	1.549	1.575	1.600	1.626	1.651	1.676	1.702	1.727	1.753	1.778	1.803
6	1.829	1.854	1.880	1.905	1.930	1.956	1.981	2.007	2.032	2.057	2.083	2.108
7	2.134	2.159	2.184	2.210	2.235	2.261	2.286	2.311	2.337	2.362	2.388	2.413
8	2.438	2.464	2.489	2.515	2.540	2.565	2.591	2.616	2.642	2.667	2.692	2.718
9	2.743	2.769	2.794	2.819	2.845	2.870	2.896	2.921	2.946	2.972	2.997	3.023
10	3.048	3.073	3.099	3.124	3.150	3.175	3.200	3.226	3.251	3.277	3.302	3.327
11	3.353	3.378	3.404	3.429	3.454	3.480	3.505	3.531	3.556	3.581	3.607	3.632
12	3.658	3.683	3.708	3.734	3.759	3.785	3.810	3.835	3.861	3.886	3.912	3.937
13	3.962	3.988	4.013	4.039	4.064	4.089	4.115	4.140	4.166	4.191	4.216	4.242
14	4.267	4.293	4.318	4.343	4.369	4.394	4.420	4.445	4.470	4.496	4.521	4.547
15	4.572	4.597	4.623	4.648	4.674	4.699	4.724	4.750	4.775	4.801	4.826	4.851
16	4.877	4.902	4.928	4.953	4.978	5.004	5.029	5.055	5.080	5.105	5.131	5.156
17	5.182	5.207	5.232	5.258	5.283	5.309	5.334	5.359	5.385	5.410	5.436	5.461
18	5.486	5.512	5.537	5.563	5.588	5.613	5.639	5.664	5.690	5.715	5.740	5.766
19	5.791	5.817	5.842	5.867	5.893	5.918	5.944	5.969	5.994	6.020	6.045	6.071
20	6.096	6.121	6.147	6.172	6.198	6.223	6.248	6.274	6.299	6.325	6.350	6.375
21	6.401	6.426	6.452	6.477	6.502	6.528	6.553	6.579	6.604	6.629	6.655	6.680
22	6.706	6.731	6.756	6.782	6.807	6.833	6.858	6.883	6.909	6.934	6.960	6.985
23	7.010	7.036	7.061	7.087	7.112	7.137	7.163	7.188	7.214	7.239	7.264	7.290
24	7.315	7.341	7.366	7.391	7.417	7.442	7.468	7.493	7.518	7.544	7.569	7.595
25	7.620	7.645	7.671	7.696	7.722	7.747	7.772	7.798	7.823	7.849	7.874	7.899
26	7.925	7.950	7.976	8.001	8.026	8.052	8.077	8.103	8.128	8.153	8.179	8.204
27	8.230	8.255	8.280	8.306	8.331	8.357	8.382	8.407	8.433	8.458	8.484	8.509
28	8.534	8.560	8.585	8.611	8.636	8.661	8.687	8.712	8.738	8.763	8.788	8.814
29	8.839	8.865	8.890	8.915	8.941	8.966	8.992	9.017	9.042	9.068	9.093	9.119
30	9.144	9.169	9.195	9.220	9.246	9.271	9.296	9.322	9.347	9.373	9.398	9.423
31	9.449	9.474	9.500	9.525	9.550	9.576	9.601	9.627	9.652	9.677	9.703	9.728
32	9.754	9.779	9.804	9.830	9.855	9.881	9.906	9.931	9.957	9.982	10.008	10.033
33	10.058	10.084	10.109	10.135	10.160	10.185	10.211	10.236	10.262	10.287	10.312	10.338
34	10.363	10.389	10.414	10.439	10.465	10.490	10.516	10.541	10.566	10.592	10.617	10.643
35	10.668	10.693	10.719	10.744	10.770	10.795	10.820	10.846	10.871	10.897	10.922	10.947

La segunda columna es la conversión de pies a metros; las siguientes columnas son la conversión de pulgadas a metros que se suman a la anterior conversión.

Tabla de conversión de pulgadas a milímetros								
Pulgadas	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8
0	0	3.175	6.35	9.525	12.7	15.875	19.05	22.225
1	25.4	28.575	31.75	34.925	38.1	41.275	44.45	47.625
2	50.8	53.975	57.15	60.325	63.5	66.675	69.85	73.025
3	76.2	79.375	82.55	85.725	88.9	92.075	95.25	98.425
4	101.6	104.775	107.95	111.125	114.3	117.475	120.65	123.825
5	127.0	130.175	133.35	136.525	139.7	142.875	146.05	149.225
6	152.4	155.575	158.75	161.925	165.1	168.275	171.45	174.625
7	177.8	180.975	184.15	187.325	190.5	193.675	196.85	200.025
8	203.2	206.375	209.55	212.725	215.9	219.075	222.25	225.425
9	228.6	231.775	234.95	238.125	241.3	244.475	247.65	250.825
10	254.0	257.175	260.35	263.525	266.7	269.875	273.05	276.225
11	279.4	282.575	285.75	288.925	292.1	295.275	298.45	301.625
12	304.8	307.975	311.15	314.325	317.5	320.675	323.85	327.025
13	330.2	333.375	336.55	339.725	342.9	346.075	349.25	352.425
14	355.6	358.775	361.95	365.125	368.3	371.475	374.65	377.825
15	381.0	384.175	387.35	390.525	393.7	396.875	400.05	403.225
16	406.4	409.575	412.75	415.925	419.1	422.275	425.45	428.625
17	431.8	434.975	438.15	441.325	444.5	447.675	450.85	454.025
18	457.2	460.375	463.55	466.725	469.9	473.075	476.25	479.425
19	482.6	485.775	488.95	492.125	495.3	498.475	501.65	504.825
20	508.0	511.175	514.35	517.525	520.7	523.875	527.05	530.225
21	533.4	536.575	539.75	542.925	546.1	549.275	552.45	555.625
22	558.8	561.975	565.15	568.325	571.5	574.675	577.85	581.025
23	584.2	587.375	590.55	593.725	596.9	600.075	603.25	606.425
24	609.6	612.775	615.95	619.125	622.3	625.475	628.65	631.825
25	635.0	638.175	641.35	644.525	647.7	650.875	654.05	657.225
26	660.4	663.575	666.75	669.925	673.1	676.275	679.45	682.625
27	685.8	688.975	692.15	695.325	698.5	701.675	704.85	708.025
28	711.2	714.375	717.55	720.725	723.9	727.075	730.25	733.425
29	736.6	739.775	742.95	746.125	749.3	752.475	755.65	758.825
30	762.0	765.175	768.35	771.525	774.7	777.875	781.05	784.225

Fórmulas generales para la conversión de los diferentes sistemas

Centígrados a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F} = 9/5^{\circ}\text{C} + 32$
Fahrenheit a Centígrados	$^{\circ}\text{C} = 5/9 (^{\circ}\text{F} - 32)$
Réaumur a Centígrados	$^{\circ}\text{C} = 5/4 ^{\circ}\text{R}$
Fahrenheit a Réaumur	$^{\circ}\text{R} = 4/9 (^{\circ}\text{F} - 32)$
Réaumur a Fahrenheit	$^{\circ}\text{F} = (9/4 ^{\circ}\text{R}) + 32$
Celsius a Kelvin	$^{\circ}\text{K} = 273.15 + ^{\circ}\text{C}$
Fahrenheit a Rankine	$^{\circ}\text{Ra} = 459.67 + ^{\circ}\text{F}$
Rankine a Kelvin	$^{\circ}\text{K} = 5/9 ^{\circ}\text{Ra}$

Factores químicos de conversión					
	A	B	C	D	E
Constituyentes	epm a ppm	ppm a epm	epm a gpg	gpg a epm	ppm a ppm CaCO ₃
calcio Ca ⁺²	20.04	0.04991	1.1719	0.8533	2.4970
hierro Fe ⁺²	27.92	0.03582	1.6327	0.6125	1.7923
magnesio Mg ⁺²	12.16	0.08224	0.7111	1.4063	4.1151
potasio K ⁺¹	39.10	0.02558	2.2865	0.4373	1.2798
sodio Na ⁺¹	23.00	0.04348	1.3450	0.7435	2.1756
bicarbonato (HCO ₃) ⁻¹	61.01	0.01639	3.5678	0.2803	0.8202
carbonato (CO ₃) ⁻²	30.00	0.03333	1.7544	0.5700	1.6680
cloro (Cl) ⁻¹	35.46	0.02820	2.0737	0.4822	1.4112
hidróxido (OH) ⁻¹	17.07	0.05879	0.9947	1.0053	2.9263
nitrito (NO ₂) ⁻¹	62.01	0.01613	3.6263	0.2758	0.8070
fosfato (PO ₄) ⁻³	31.67	0.03158	1.8520	0.5400	1.5800
sulfato (SO ₄) ⁻²	48.04	0.02082	2.8094	0.3559	1.0416
bicarbonato de calcio Ca(HCO ₃) ₂	805.00	0.01234	4.7398	0.2120	0.6174
carbonato de calcio (CaCO ₃)	50.04	0.01998	2.9263	0.3417	1.0000
cloruro de calcio (CaCl ₂)	55.50	0.01802	3.2456	0.3081	0.9016
hidróxido de calcio Ca(OH) ₂	37.05	0.02699	2.1667	0.4615	1.3506
sulfato de calcio (CaSO ₄)	68.07	0.01469	3.9807	0.2512	0.7351
bicarbonato férrico Fe(HCO ₃) ₃	88.93	0.01124	5.2006	0.1923	0.5627
carbonato férrico Fe ₂ (CO ₃) ₃	57.92	0.01727	3.3871	0.2951	0.8640
sulfato férrico Fe ₂ (CO ₄) ₃	75.96	0.01316	4.4421	0.2251	0.6588
bicarbonato magnésico Mg(HCO ₃) ₂	73.17	0.01367	4.2789	0.2337	0.6839
carbonato magnésico (MgCO ₃)	42.16	1.02372	2.4655	0.4056	1.1869
cloruro de magnesio (MgCl ₂)	47.62	0.02100	2.7848	0.3591	1.0508
hidróxido de magnesio Mg(OH) ₂	29.17	0.03428	1.7058	0.5862	1.7155
sulfato de magnesio (MgSO ₄)	60.20	0.01661	3.5202	0.2841	0.6312

epm = equivalentes por millón

ppm = partes por millón

gpg = granos por galón

p.p.m. CaCO₃ = partes por millón de carbonato de calcio



ILUSTRACIONES

Ilustración 1.1 Sistema de recolección centralizada y su tratamiento fuera de la ciudad (Hophmayer-Tokich, 2006)	2
Ilustración 1.2 Sistema descentralizado de manejo del agua residual (<i>in-situ</i>)	5
Ilustración 1.3 Elementos de un sistema de alcantarillado para una casa y una comunidad pequeña	7
Ilustración 1.4 Población de México de 1950 a 2010 (CONAGUA 2012)	15
Ilustración 2.1 Evolución diaria tipo del caudal de agua residual urbana generada	28
Ilustración 2.2 Relación entre F_p y Q_{med}	29
Ilustración 2.3 Método de aforo	31
Ilustración 2.4 Método de vertedero y canaletas	31
Ilustración 2.5 Método de velocidad-área	31
Ilustración 2.6 Descarga de agua residual municipal	32
Ilustración 2.7 <i>Escherichia coli</i>	37
Ilustración 2.8 Generación de contaminantes	39
Ilustración 2.9 Clasificación de contaminantes	41
Ilustración 2.10 Ciclo de autodepuración (Hermanowickz y Asano, 1999)	44
Ilustración 2.11 Ciclo del agua en poblaciones	45
Ilustración 3.1 Diagrama de flujo del proceso a diseñar	52
Ilustración 3.2 Humedal artificial tipo familiar	61
Ilustración 3.3 Humedal artificial de flujo subsuperficial subterráneo	61
Ilustración 3.4 Tipo de especies de plantas utilizadas en humedales artificiales: a) <i>Arundo donax</i> (carrizo); b) <i>Scirpus</i> ; c) <i>Thypha sp</i> (Tule); d) <i>Cyperus papyrus</i> (papiro)	62
Ilustración 3.5 Labores de operación y mantenimiento	63
Ilustración 3.6 Componentes del balance hidráulico del humedal de flujo subsuperficial de tipo horizontal	67
Ilustración 3.7 Proceso de biofiltración sobre materiales orgánicos. Tomada de Garzón <i>et al.</i> , 2005	74
Ilustración 3.8 Diferentes materiales constructivos para reactores de biofiltración sobre material orgánico a) concreto armado; b) castillos dalas y tabiques y c) ferrocemento	76
Ilustración 3.9 Se observan a) la instalación de salida de desagüe del biofiltro b) las preparaciones de llegada de agua residual de alimentación (arriba) y preparación de entrada de aire (abajo, izquierda)	77
Ilustración 3.10 Biofiltro sobre materiales orgánicos para el tratamiento de agua residual agro-industrial	77
Ilustración 3.11 Tren de tratamiento	79
Ilustración 3.12 Tren de tratamiento del sistema in-situ para casa habitación	80
Ilustración 3.13 Biofiltro sobre materiales orgánicos con capacidad para tratar las necesidades de una población de 200 habitantes en Cuernavaca Morelos	81

Ilustración 3.14 Comportamiento de la pérdida de carga dentro del biofiltro (•) y de la carga de SST (▣) introducida en un sistema de biofiltración que trata estiércol de puerco	84
Ilustración 3.15 Comportamiento de la DQO residual con respecto a la carga orgánica superficial aplicada en un biofiltro que trata agua residual de granja porcina	85
Ilustración 3.16 DBO remanente del efluente de un sistema de biofiltración que trata agua residual de granja porcina, relacionada con diferentes valores de COS aplicada	85
Ilustración 3.17 Amebas tecadas detectadas creciendo en biofiltros empacados con materiales orgánicos tropicales	87
Ilustración 3.18 Concentración de DQO del efluente en 2 biofiltros con diferente tasa de aireación: 9.4 ($\text{m}^3 \text{aire m}^{-2}\cdot\text{h}$) (Δ) y 3.4 ($\text{m}^3 \text{aire m}^{-2}\cdot\text{h}$) (•). Tomada de Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007	88
Ilustración 3.19 Comportamiento de la concentración de N-NH_4^+ en 2 biofiltros con diferente tasa de aireación: 9.4 ($\text{m}^3 \text{aire m}^{-2}\cdot\text{h}$) (Δ) y 3.4 ($\text{m}^3 \text{aire m}^{-2}\cdot\text{h}$) (•). Tomada de Garzón-Zúñiga <i>et al.</i> , 2007b	89
Ilustración 3.20 Esquema Biofiltro	93
Ilustración 3.21 Diagrama del balance de DQO durante el proceso de degradación anaerobia. Fuente: Chernicharo de Lemus (2007)	94
Ilustración 3.22 Fosa o tanque séptico de un compartimiento. Fuente: Escalante <i>et al.</i> (2000)	95
Ilustración 3.23 Fosa o tanque séptico de dos compartimientos. Fuente: Escalante <i>et al.</i> (2000)	96
Ilustración 3.24 Tanque Imhoff con una cámara de sedimentación. a) vista transversal, b) vista en planta, c) Vista horizontal. Fuente: Escalante <i>et al.</i> (2000)	97
Ilustración 3.25 Esquema de un biodigestor	98
Ilustración 3.26 Modelo Chino de biodigestor anaerobio, Guevara (1996)	99
Ilustración 3.27 Modelo Indio, Guevara, 1996	100
Ilustración 3.28 Esquemas de un RAFA Fuente: Von Sperling Marcos (2007)	102
Ilustración A.1 Energía equivalente (en Volumen) de biogás en comparación con otras fuentes de energía, Infantes, 2006	116
Ilustración A.2 Análisis porcentual de la inversión	118

TABLAS

Tabla 1.1 Ventajas y desventajas de las tecnologías centralizadas y descentralizadas (a partir de Agua tuya, 2012 y Servín et al, 2004)	11
Tabla 1.2 Evaluación de la población en México de 1950 a 2010 en millones de habitantes (CONAGUA, 2012)	15
Tabla 1.3 Distribución de la población en México en comunidades menores a 2 500 habitantes	16
Tabla 1.4 Ejemplos de procesos peri urbanos en México	19
Tabla 1.5 Clasificación de las áreas protegidas, (CONANP, 2007)	20
Tabla 2.1 Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante	24
Tabla 2.2 Descargas por hora qh en relación con las descargas diarias QH	25
Tabla 2.3 Cantidad y composición de las aguas residuales y demanda de agua en viviendas particulares (por persona al día) según Pöpel	26
Tabla 2.4 Demanda de agua para actividades domésticas, según Pöpel	26
Tabla 2.5 Consumos urbanos (L/hab d), según los usos y tamaño de la población abastecida	27
Tabla 2.6 Parámetros importantes para caracterizar el agua de diferentes muestras según su procedencia	33
Tabla 2.7 Tipos de sólidos presentes en las aguas residuales	34
Tabla 3.1 Criterios de diseño de diversos tipos de lagunas de estabilización (Conagua, 2007, Mara y Pearson 1998*)	51
Tabla 3.2 Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles y porcentajes de remoción de DBO en lagunas anaerobias a diferentes temperaturas (Mara y Pearson, 1998)	53
Tabla 3.3 Resumen del volumen, área y TRH obtenidos	60
Tabla 3.4 Resultados obtenidos de DBO y CF removidos	60
Tabla 3.5 Resumen de los criterios de diseño de los humedales FSSH, EPA, 2000	64
Tabla 3.6 Constantes cinéticas, concentraciones en el fondo y factores θ	66
Tabla 3.7 Límite máximo permisible para contaminantes. NOM-001-SEMARNAT-1996	67
Tabla 3.8 Parámetros de diseño del humedal (C_o), concentraciones de entrada	67
Tabla 3.9 Resumen de áreas mediante el modelo de Kadlec, para los diferentes parámetros de diseño	68
Tabla 3.10 Resultados obtenidos en el ejercicio 1	72
Tabla 3.11 Diferentes materiales orgánicos utilizados para empacar sistemas de biofiltración	77
Tabla 3.12 Eficiencia de remoción de coliformes fecales con diferente Carga Hidráulica superficial y diferente altura de lecho y tipo de material orgánico de empaque, Buelna y Belanger (1990)	86
Tabla 3.13 Efecto de la CHS sobre la eficiencia de remoción de $N-NH_4^+$	87
Tabla 3.14 Efecto de la CHS sobre la nitrificación	87
Tabla 3.15 Valores de diseño	90
Tabla 3.16 Caracterización de agua residual cruda para diseñar un biofiltro	90

Tabla 3.17 Eficiencia de remoción de contaminantes del pre tratamiento	91
Tabla 3.18 Áreas de filtración calculadas para cada contaminante a partir de la calidad de agua después del pretratamiento	92
Tabla 3.19 Dimensiones del Biofiltro dependiendo de la forma geométrica seleccionada	92
Tabla 3.20 Dimensiones del sistema de biofiltración del ejemplo de diseño	93
Tabla 3.21 Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RAFA que tratan agua residual doméstica (Chernicharo de Lemos, 2007)	103
Tabla 3.22 Criterios de diseño para reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA) que tratan agua residual doméstica. Adaptado de Chernicharo de Lemos (2007); Metcalf and Eddy (2003)	104
Tabla 3.23 Pasos para el diseño de un RAFA	104
Tabla 3.24 Información requerida para el ejemplo de diseño de un RAFA	106
Tabla 3.25 Resumen de resultados	109
Tabla A.1 Contenido de sustancia seca, relación carbono-nitrógeno y generación de biogás en diferentes sustratos, citado en Infante (2006)	114
Tabla A.2 Biogás en comparación con otras fuentes de energía, Lipp / GMBH	114
Tabla A.3 Producción de gas metano con diferentes residuos	115
Tabla A.4 Valores de generación de biogás OEKOTOP, 1989	116

